

ETUDE EXPÉRIMENTALE DES COUPLAGES VISCOÉLASTICITÉ-CROISSANCE DES FISSURES DANS LES BÉTONS DE CIMENT

THÈSE N° 2195 (2000)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DES MATÉRIAUX

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

Emmanuel DENARIÉ

Ingénieur civil diplômé EPF
et de nationalité française

acceptée sur proposition du jury:

Prof. C. Huet, directeur de thèse
Prof. E. Brühwiler, rapporteur
Prof. G. Maier, rapporteur
Prof. P. Marti, rapporteur
Prof. H.-W. Reinhardt, rapporteur

Lausanne, EPFL
2000

à mes parents, Michèle et Henri.

*Le Tao engendre un.
Un engendre Deux.
Deux engendre Trois.
Trois engendre tous les êtres.*

Lao-tseu, Tao-tö king, XLII

*If you can look into the seeds of time
And say which grain will grow and which will not,
Speak then to me, who neither beg nor fear
Yours favor nor your hate.*

Shakespeare, MACBETH, Act 1, Scene 2.

Table des matières

Table des matières.....	VII
Résumé.....	XIII
Summary.....	XV
Remerciements.....	XVII
Liste des symboles.....	XIX
Liste des Figures	XXIII
Liste des Tableaux.....	XXXIII
1 Introduction.....	1
PARTIE I: CONTEXTE DE L'ÉTUDE	5
2 Position du problème.....	7
2.1 Généralités	7
2.2 Mécanismes dissipatifs.....	9
2.3 Viscoélasticité du béton.....	10
2.4 Aspects énergétiques de la croissance de fissures	11
2.4.1 Généralités	11
2.4.2 Cas d'un matériau linéaire élastique	11
2.4.3 Cas d'un matériau viscoélastique linéaire	13
2.5 Objectifs de la thèse	14
2.6 Travaux réalisés	14
3 Etude bibliographique et théorique.....	15
3.1 Préambule	15
3.2 Structure du béton durci.....	15
3.3 Phénomènes associés à la rupture du béton	19
3.3.1 Généralités	19

3.3.2	<i>Croissance de fissures</i>	19
3.3.3	<i>Effets d'engrènement</i>	26
3.3.4	<i>Effet d'échelle sur les propriétés apparentes</i>	27
3.3.5	<i>Influence de l'histoire de sollicitation</i>	28
3.4	<i>Viscoélasticité des bétons</i>	32
3.4.1	<i>Généralités</i>	32
3.4.2	<i>Mécanismes physiques</i>	32
3.4.3	<i>Influence de la structure hétérogène granulaire du béton</i>	33
3.4.4	<i>Influence de la microfissuration</i>	34
3.5	<i>Mécanique de la rupture des bétons - historique</i>	35
3.5.1	<i>Généralités</i>	35
3.5.2	<i>Mécanique de la rupture linéaire élastique et adaptations</i>	35
3.5.3	<i>Modèles de fissures cohésives</i>	35
3.5.4	<i>Modélisation des couplages viscoélasticité-croissance de fissures</i>	38
3.6	<i>Approches énergétiques de la rupture des composites granulaires</i>	39
3.6.1	<i>Préambule</i>	39
3.6.2	<i>Critère de rupture</i>	39
3.6.3	<i>Fissure Nominale et Fracture Process Zone</i>	41
3.6.4	<i>Expression des fonctions thermodynamiques pour un matériau viscoélastique linéaire</i>	41
3.6.5	<i>Spectre continu</i>	43
3.6.6	<i>Pseudo-convolution</i>	44
3.6.7	<i>Taux de restitution d'énergie dans le cas viscoélastique</i>	45
PARTIE II: ETUDE EXPERIMENTALE		47
4	Méthodologie	49
4.1	<i>Contraintes à respecter</i>	49
4.2	<i>Essai de fendage par coin</i>	51
4.2.1	<i>Développements antérieurs</i>	51
4.2.2	<i>Choix du système</i>	54
4.2.3	<i>Validation de l'essai</i>	57
4.3	<i>Mesures internes de déformations</i>	58
4.3.1	<i>Fibres optiques avec réseaux de Bragg</i>	58
4.3.2	<i>Détermination des déformations</i>	61

4.3.3	Equipements de mesure.....	62
4.4	Mesure des émissions acoustiques	64
4.4.1	Principe de la mesure.....	64
4.4.2	Équipements de mesure.....	64
4.4.3	Traitement des données.....	65
4.5	Mesure externe de longueur de fissure	66
4.5.1	Généralités	66
4.5.2	Technique de mesure par jauge conductrice.....	66
4.5.3	Traitement des données.....	68
4.5.4	Validation de la technique de mesure	69
4.6	Préparation de l'essai.....	71
5	Description des matériaux utilisés	49
5.1	Critères de choix	73
5.2	Composition	73
5.3	Préparation des éprouvettes.....	73
5.4	Caractérisation des matériaux.....	75
5.4.1	Généralités	75
5.4.2	Méthodes d'essai	75
5.4.3	Identification des gâchées et des éprouvettes	75
5.4.4	Composition et Caractérisation du béton frais.....	75
5.4.5	Caractérisation du béton durci	77
6	Résultats expérimentaux	79
6.1	Essais de relaxation	79
6.1.1	Généralités	79
6.1.2	Influence du niveau de sollicitation, contrôle w_{h1} (essais de fendage)	79
6.1.3	Etude de la variabilité des mesures de relaxation (essai de fendage)	87
6.1.4	Effet de l'histoire de sollicitation, contrôle w_{h1} (essais de fendage)	90
6.1.5	Effet du mode de contrôle de l'essai de fendage – comparaison w_{h1} – w_{h2} ..	95
6.1.6	Effet du mode de contrôle de l'essai de fendage – contrôle traverse.....	100
6.1.7	Effet de la concentration des contraintes en fond d'entaille	106
6.1.8	Essai de fendage - mise en évidence d'effets d'endommagement	109
6.1.9	Comparaison Fendage par coin - Compression simple.....	111

6.1.10	<i>Discussion des résultats.....</i>	113
6.2	<i>Essais de fluage (fendages par coin).....</i>	116
6.2.1	<i>Généralités</i>	116
6.2.2	<i>Essais de fluage successifs.....</i>	116
6.2.3	<i>Essais de rupture sous force constante.....</i>	121
6.2.4	<i>Mesures d'émissions acoustiques.....</i>	124
6.2.5	<i>Discussion des résultats.....</i>	126
6.3	<i>Sollicitations monotones</i>	127
6.3.1	<i>Généralités</i>	127
6.3.2	<i>Résultats des essais</i>	127
6.3.3	<i>Discussion des résultats.....</i>	133
6.4	<i>Essais de rupture avec mesures internes de déformation.....</i>	134
6.4.1	<i>Programme d'essai.....</i>	134
6.4.2	<i>Résultats des essais</i>	135
6.4.3	<i>Discussion des résultats.....</i>	141
PARTIE III: MODÉLISATION, DISCUSSION GENERALE ET CONCLUSIONS.....		79
7	Modélisation.....	145
7.1.1	<i>Préambule</i>	145
7.2	<i>Viscoélasticité linéaire – fendage par coin.....</i>	145
7.2.1	<i>Modèles utilisés et outils numériques.....</i>	145
7.2.2	<i>Influence de la vitesse de sollicitation sur la croissance des fissures.....</i>	147
7.2.3	<i>Analyse d'essais de Relaxation.....</i>	149
7.2.4	<i>Discussion</i>	157
7.3	<i>Analyse par éléments finis de mesures internes de déformations.....</i>	158
7.3.1	<i>Généralités</i>	158
7.3.2	<i>Méthode et outils numériques</i>	158
7.3.3	<i>Résultats.....</i>	160
7.3.4	<i>Discussion</i>	163
8	Discussion générale.....	145
8.1	<i>Aspects de croissance des fissures</i>	165
8.2	<i>Couplages entre viscoélasticité et croissance des fissures</i>	165

8.2.1	<i>Influence de la croissance des fissures sur les effets différés</i>	165
8.2.2	<i>Modélisation.....</i>	166
9	Conclusions, perspectives	167
9.1	<i>Résultats expérimentaux.....</i>	167
9.2	<i>Modélisation.....</i>	167
9.3	<i>Perspectives.....</i>	168
10	Bibliographie.....	169
Annexe I	Validation de l'essai de fendage.....	179
AI.1	<i>Enduit d'étanchéité.....</i>	179
AI.2	<i>Mesures de rigidité du système expérimental</i>	181
AI.4	<i>Essai de dérive des capteurs de déplacement</i>	182
AI.3	<i>Essais de fendage par coin sur une éprouvette en alliage d'aluminium</i>	183
Annexe II	Détermination des relations type LEFM pour le fendage	
par coin	193
AII.1	<i>Méthode et outils numériques</i>	193
AII.2	<i>Ajustement des fonctions et résultats</i>	194
Annexe III	Validation de la jauge graphite.....	197
AIII.1	<i>Mesures sur éprouvettes de fendage par coin en béton.....</i>	197
AIII.2	<i>Calcul des longueurs de fissure selon Hillerborg</i>	200
AIII.3	<i>Calcul des longueurs de fissure équivalentes</i>	201
AIII.4	<i>Commentaires.....</i>	201
Annexe IV	Composition du béton.....	203
AIV.1	<i>Composants.....</i>	203
AIV.1.1	<i>Ciment</i>	203
AIV.1.2	<i>Granulats.....</i>	203
AIV.2	<i>Composition du béton.....</i>	204
AIV.2.1	<i>Choix de la granulométrie.....</i>	204
AIV.2.2	<i>Choix du dosage en ciment.....</i>	205
AIV.2.3	<i>Eau de gâchage et formulation</i>	205

Curriculum vitae	207
-------------------------------	------------

Résumé

La viscoélasticité et la croissance des fissures gouvernent la déformabilité à long terme du béton et donc son comportement en service et sa durabilité. Pour des niveaux de sollicitation bas, la viscoélasticité se comporte de manière quasi-linéaire et la microfissuration est inactive. Par contre, pour des niveaux de sollicitation élevés, la microfissuration se développe et interagit avec la viscoélasticité. L'influence de la croissance des fissures sur le fluage a été mise en évidence de manière qualitative par de nombreux auteurs. D'autre part, l'effet de la vitesse de sollicitation sur le comportement à la rupture du béton est manifeste pour des sollicitations dynamiques ou lentes. Pourtant, les mécanismes responsables de ces comportements ne sont pas encore clairement déterminés. Les approches de type fissure cohésive étendues au cas de paramètres dépendant du temps, donnent certains éléments de réponse sans toutefois fournir un contexte général permettant d'expliquer tous les phénomènes. La nature dissipative de la viscoélasticité et de la croissance de fissures incite naturellement à modéliser leurs couplages à partir d'une approche énergétique de la rupture. C'est le sens de la thermodynamique des milieux continus granulaires multifissurés dissipatifs développée par Huet (1997), qui fait plus particulièrement apparaître l'effet de la viscoélasticité sur la partie motrice du critère de rupture (taux de restitution d'énergie).

L'objectif du travail de recherche présenté était de mettre en évidence expérimentalement les effets de couplages entre viscoélasticité et croissance de fissure dans les bétons de ciment. Pour ce faire, quatre types d'essais de rupture ont été effectués sur un même matériau (béton de ciment, 0/8 mm), avec une géométrie d'éprouvettes (fendage par coin sur plaques rectangulaires 20/20/10 cm).

Le premier type d'essais consistait en des paliers de relaxation successifs à différents niveaux de sollicitation, avant, sur, et après pic, suivant l'enveloppe de rupture. On a étudié plus particulièrement l'influence du mode de contrôle de l'essai ("actif": sur la base d'un déplacements mesuré sur l'éprouvette, ou "passif": sur la base du déplacement de la traverse) et de l'histoire de sollicitation sur la réponse en relaxation. Les résultats obtenus ont montré une déviation progressive par rapport au comportement viscoélastique linéaire à partir d'environ 50 % de la force maximale, avant pic. Cette déviation était nettement plus marquée en contrôle de traverse ("passif"). Elle dépendait de l'histoire de sollicitation. Après pic, en contrôle "actif", les relaxations relatives tendaient à se confondre quel que soit le niveau de sollicitation. Les paramètres de déplacement (autres que celui de contrôle) mesurés sur l'éprouvette ou la traverse, en cours de relaxation, ont montré une évolution dépendante du paramètre de contrôle. Cette évolution était marquée au début des paliers et tendait à s'atténuer par la suite. Par ailleurs, des émissions acoustiques ont pu être détectées au début et en cours de certains paliers de relaxation pour des niveaux de sollicitation élevés en début de palier (au voisinage du pic ou après).

Le deuxième type d'essais consistait en un ou plusieurs paliers de fluage successifs jusqu'à la rupture éventuelle sous force constante. On a observé dans certains cas au cours du palier menant à la rupture, une alternance de paliers de fluage secondaire et tertiaire (changements de concavité multiples), corrélés avec les émissions acoustiques mesurées. Les paliers de fluage tertiaire menant à la rupture présentaient des durées importantes (de l'ordre de plusieurs minutes). La rupture instable, brutale ne se produisait qu'à la fin du palier de fluage tertiaire,

en parallèle avec une augmentation très rapide du nombre d'évènements acoustiques mesurés. On observait, au cours des paliers de fluage tertiaire, une augmentation de la longueur de fissure mesurée en surface par une jauge conductrice graphite, corrélée avec celle des déplacements.

Le troisième type d'essai était effectué sous sollicitation monotone, en contrôlant le déplacement dans l'axe de la force de fendage, avec des vitesses imposées variables, de 5×10^{-4} à 5×10^{-1} mm/minute. Les résultats obtenus ont montré une nette influence de la vitesse de sollicitation sur le comportement au voisinage du pic de force. La force maximale diminuait quand la vitesse de sollicitation diminuait. Le déplacement au pic de force n'était, quant à lui pas influencé de manière notable par le changement de vitesse de sollicitation. Les mesures de longueur de fissure à l'aide de jauges conductrices en graphite ont permis de déterminer l'évolution de la vitesse de fissure en surface, en fonction de l'avancement de l'essai. On a constaté que la vitesse de fissure mesurée en surface dépendait quasiment linéairement de la vitesse de sollicitation imposée en termes de déplacement dans l'axe de la force de fendage.

Le quatrième type d'essai, effectué en complément des précédents était plus particulièrement dédié à l'étude de l'évolution des paramètres micromécaniques accompagnant la croissance des fissures. Deux éprouvettes de fendage par coin ont été équipées de fibres optiques munies de jauges optiques de déformations (réseaux de Bragg). Les mesures effectuées ont permis de suivre l'évolution des déformations internes lors du passage de la fissure. Deux zones de comportement très différent ont été mises en évidence. Les jauges de déformation se trouvant à proximité immédiate du plan de rupture (distance environ 5 mm) ont montré de grandes déformations (de l'ordre de 1000 $\mu\epsilon$), largement supérieures à la déformation de rupture des bétons usuels (environ 0.1‰ soit 100 $\mu\epsilon$), et en grande partie irréversibles. Au contraire, les jauges optiques plus éloignées du plan de rupture (distance supérieure à 10 à 15 mm) ont présenté des déformations toujours inférieures à 100 $\mu\epsilon$, avec, après le passage de la fissure, une faible déformation irréversible (environ 10 $\mu\epsilon$).

Finalement, 2 types de simulations numériques (matériaux homogènes) ont été effectués pour compléter l'interprétation des résultats expérimentaux. Un calcul viscoélastique linéaire sans propagation de fissure a permis de mettre en évidence de manière plus précise les écarts progressifs par-rapport au comportement observé expérimentalement dans les essais de relaxations successives. Un calcul non linéaire de propagation de fissure cohésive discrète avec comportement adoucissant, dans un matériau élastique linéaire, a permis de reproduire de manière très fidèle une partie des résultats de mesures internes de déformations (jauges optiques).

Les résultats expérimentaux obtenus ont montré des indices prononcés d'activités de croissance de microfissures au cours des paliers de fluage et de relaxation. Ces mesures confirment la part importante jouée par la propagation et la coalescence de microfissures sur la réponse viscoélastique non linéaire du béton. La présence d'indice de croissance de microfissures au cours de paliers relaxation peut s'expliquer par des phénomènes de propagation instable liés à la taille des microfissures. Ces phénomènes pourraient être accentués par des effets de redistributions, en régime viscoélastique, d'efforts internes dans la structure hétérogène du matériau. Tous les travaux effectués montrent l'intérêt de compléter les mesures grossières que sont la force de réaction d'une éprouvette ou les déplacements externes macroscopiques, par la mesure de paramètres micromécaniques pour distinguer les contributions des différents phénomènes agissant.

Summary

Viscoelasticity and crack growth govern the long-term deformability of concrete and thus its service behaviour and its durability. For low load levels, viscoelasticity behaves quasi-linearly and crack growth is inactive. On the other hand, for high load levels, cracks grow and interact with viscoelasticity. Numerous authors have long demonstrated the influence of microcracking on creep qualitatively. Moreover, rate effects on the fracture behaviour of concrete are clear for low and high loading rates. Nevertheless, the mechanisms involved in these effects are not yet clearly determined. Cohesive crack approaches extended to time dependent parameters, give some elements of explanation, although without providing a general tool capable of explaining all the phenomena. The dissipative nature of crack growth and viscoelasticity naturally encourages one to model their couplings by means of an energy-based approach to fracture. This is the meaning of the continuum thermodynamics of dissipative multicroaked granular bodies developed by Huet (1997). This theoretical formalism puts the emphasis on the effect of viscoelasticity on the driving (reactive) part of the propagation criteria (energy release rate).

The aim of this experimental research was to investigate coupling effects between viscoelasticity and crack growth in concrete. With this aim in view, 4 different types of fracture test have been performed on the same material (concrete with a maximum aggregate size of 8 mm), with a constant specimen geometry (rectangular wedge splitting specimens 20 by 20 by 10 cm).

The first type of test consisted of performing a series of successive relaxations, at various increasing load levels, before, on and after the peak force, following the envelope of failure. Special attention was devoted to the influence of the control parameter ("active": with respect to displacements measured on the specimen, or "passive": crosshead displacement) and loading history. The results showed a progressive deviation from the linear viscoelastic behaviour starting from a load level of approximately 50 % of the peak force, before the peak. This deviation was significantly higher with crosshead control ("passive"). It depended on the loading history. After the peak, in "active" displacement control, relative relaxations tended to be similar whatever the load level. The displacement parameters (other than control) measured on the specimen or crosshead during relaxation, showed an evolution dependent on the control parameter. This effect was significant at the beginning of the relaxation and tended to disappear later. Furthermore, acoustic emissions could be detected at the beginning and during some relaxations, for high load levels (nearby peak force and after).

The second type of test consisted of one or more successive creep levels up to eventual failure under sustained force. In certain cases, during creep levels leading to fracture, alternating secondary and tertiary creep with multiple concavity changes correlated with measured acoustic emissions could be observed. The tertiary creep leading to fracture developed over several minutes. Unstable sudden crack propagation was only seen at the end of the tertiary creep levels, accompanied by a sudden and very fast increase of the number of acoustic emissions. Moreover, during tertiary creep, an increase of the crack length measured on the specimen's surface by means of a conductive crack graphite gauge could be observed, correlated with the evolution of the creep displacements.

The third type of test was performed under constant displacement speed (displacement measured on the specimen in the axis of the splitting force) with a range of speeds from 5×10^{-4} to 5×10^{-1} mm/minute. The results show a clear influence of the displacement speed on the response in terms of force-displacement curve, in the vicinity of the peak. The maximum force decreases with the displacement speed. On the other hand, the displacement at peak force was not significantly influenced by the displacement speed. Surface crack length measurements by means of a conductive graphite gauge enabled the determination of the surface crack speed as a function of the imposed displacement. The obtained surface crack speed depended quasi linearly on the imposed displacement speed.

The fourth type of test, complementary to the former ones, was especially for the study of the evolution of internal micromechanical parameters during crack growth. Two wedge splitting specimens were equipped internally, near to the potential crack path with optical strain gauges (Bragg gratings). The internal strain measurements, revealed two zones of very different behaviour, with similar trends for the two specimens. Optical strain gauges close to the fracture plane (less than 5 mm from gauge axis) measured high strains (around 1000 $\mu\epsilon$) significantly greater than the ultimate tensile strain of normal concrete (0.1‰ or 100 $\mu\epsilon$) and mostly irreversible. At the contrary, optical strain gauges farther from the fracture plane (over 10 to 15 mm) measured strains that were always smaller than 100 $\mu\epsilon$, and mostly reversible.

Finally, two types of computer simulation (homogeneous materials) were performed in order to complement the interpretation of experimental results. A linear viscoelastic calculation, for a constant crack pattern, was used to illustrate quantitatively the progressive deviation from linearity observed in the experimental successive relaxations. A non-linear calculation of the propagation of a discrete crack with softening behaviour, in a linear elastic material, accurately predicted some of the strains measured with optical strain gauges during crack propagation.

The experimental results demonstrated many indications of crack growth activity during creep as well as relaxation levels. These measurements confirm the significant contribution of propagation and coalescence of microcracks to the non-linear viscoelastic response of concrete. Indications of microcrack growth during relaxation can be explained by unstable propagation phenomena triggered by the small size of the microcracks. These phenomena could be amplified by viscoelastic effects of the redistribution of internal stresses in the heterogeneous structure of concrete. All the work performed clearly shows the need to complement macroscopic measurements such as the reaction force of a specimen or external displacements, with the measurement of micromechanical parameters in order to distinguish the contributions of the different active phenomena and of their coupling.

Remerciements

Ce travail de recherche a été effectué au Laboratoire de Matériaux de Construction (LMC), Département des Matériaux (DMX), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Le soutien financier partiel du Fonds National Suisse de la Recherche Scientifique à permis de le mener à bien.

J'aimerais exprimer toute ma gratitude au Professeur Christian Huet qui a m'a proposé ce sujet de recherche et qui m'a guidé et soutenu tout au long des travaux avec rigueur et persévérance.

Je remercie tout particulièrement le Professeur Eugen Brühwiler qui m'a accueilli dans son unité alors que la phase rédactionnelle de cette thèse était encore très active. Je le remercie également pour ses précieuses remarques sur le contenu rédactionnel. Je le remercie enfin pour sa patience et son soutien qui m'ont permis de mener à terme dans les meilleures conditions la rédaction du manuscrit au sein de son unité.

Je remercie les Professeurs Eugen Brühwiler, Giulio Maier, Peter Marti, et Hans-Wolf Reinhardt pour leur activité de rapporteur.

Je remercie chaleureusement le Professeur Victor Saouma qui a attiré mon attention sur les mesures optiques de déformations par réseaux de Bragg et leur application aux essais de rupture du béton. Je le remercie également vivement pour avoir mis à ma disposition le logiciel MERLIN qui s'est avéré un outil précieux.

Je remercie mon collègue Christophe Cécot pour son aide sur certains aspects de simulation numérique ainsi que pour les innombrables discussions scientifiques que nous avons eues et qui ont constitué un facteur décisif pour l'éclosion de certaines idées exprimées dans cette thèse.

Je remercie Messieurs Alexandre Iocco et Dimitris Varelas (Institut d'Optique Appliquée, Département de Microtechnique, EPFL) qui ont assuré la partie optique des mesures de déformations par réseaux de Bragg et ont grandement contribué à la réussite de ces essais innovants.

Je remercie ma collègue Lucie Baillon pour avoir effectué toutes les mesures d'émissions acoustiques.

Je remercie Monsieur Philippe Simonin pour son aide précieuse dans certains cas complexes de machines d'essai réticentes.

Je remercie spécialement Messieurs Di Méo, Dizerens, Vulliemin, Vuong pour leur aide déterminante dans toute la partie de préparation des corps d'essai.

Je remercie enfin tous mes anciens collègues du LMC et nouveaux collègues du MCS qui ont contribué tant soit peu à l'accomplissement de cette thèse.

Liste des symboles

a	Longueur de fissure [mm]
a_{cycle}	Longueur équivalente de fissure LEFM – complaisance du cycle
a_{secante}	Longueur équivalente de fissure LEFM – complaisance sécante à l'origine
a^k	Variable interne géométrique de la $k^{\text{ème}}$ fissure
B	Coefficient de la loi d'échelle de Bažant
b	Largeur de la jauge conductrice graphite [mm]
b	Épaisseur de l'éprouvette de fendage [mm]
C	Dosage en ciment [kg/m^3]
C_1	Complaisance [m/N]
D	Dimension caractéristique de la structure (Lois d'échelle de Bažant)
d_i	Ouverture des mailles du tamis i [mm]
d	Diamètre
D_0	Dimension caractéristique du matériau (lois d'échelle de Bažant)
d_f	Distance plan de rupture – axe du réseau de Bragg [mm]
D_{max}	Diamètre maximum des granulats [mm]
E	Dosage en eau de gâchage [kg/m^3]
E	Module d'élasticité [N/mm^2]
E/C	Rapport Eau/Ciment
E_0^0	Raideur initiale (sans endommagement) du ressort seul du modèle de Maxwell généralisé
E_i	Raideur du ressort de l'élément i du modèle de Maxwell généralisé
E_i^j	Raideur du ressort de l'élément i , à l'état d'endommagement j , du modèle de Maxwell généralisé
$f(t)$	Fonction fluage
$f_l(\alpha)$	Fonction de calibration, LEFM
F^d	Forces de volume
F_h	Force horizontale de fendage [N]
$F_h(t)/F_{h0}$	Relaxation relative de la force horizontale de fendage
F_{h0}	Force horizontale de fendage, en début de relaxation [N]
$F_{h0}/F_{h\text{max}}$	Niveau de sollicitation en termes de force F_h
$F_{h\text{max}}$	Force horizontale de fendage maximale atteinte au cours de l'essai [N]
$F_{h\text{max}}^*$	Force F_h maximale moyenne estimée [N]
f_t	Résistance à la traction uniaxiale du matériau [N/mm^2]
G	Taux de restitution d'énergie [J/m^2]
G^{*1}	Taux de restitution d'énergie de la fissure nominale [J/m^2]
G^{*m}	Taux de restitution d'énergie de la $m^{\text{ième}}$ fissure [J/m^2]

G_c	Taux de restitution d'énergie critique [J/m^2]
G_F	Energie spécifique de rupture [J/m^2]
G_F^*	Energie spécifique de rupture apparente [J/m^2]
G^k	Taux de restitution d'énergie de la $k^{ème}$ fissure [J/m^2]
$G^{k,stat}$	Taux statique de restitution d'énergie de la $k^{ème}$ fissure [J/m^2]
h_l	Hauteur efficace de l'essai (axe force \rightarrow base de l'éprouvette)
K	Coefficient de Caquot-Faury
k	Réseaux de Bragg, coefficient de transmission des déformations
k_1	Coefficient correctif, jauge électrique de déformations
k_2	Coefficient correctif opto-mécanique, Réseaux de Bragg
K_g	Coefficient d'influence des granulats sur la demande en eau (Bolomey)
K_I	Facteur d'intensité de contrainte en mode I (LEFM)
k_i	Coefficient de régression polynomiale
l	Longueur du réseau de Bragg
l	Longueur de la jauge conductrice graphite
l_i	Coefficient de régression polynomiale
M_g	Masse totale de granulats [kg/m^3]
m_i	Coefficient de régression polynomiale
P	Force
P^d	Traction de surface
p_e	Coefficient correctif opto-mécanique, Réseaux de Bragg
P_i	Pourcentage des grains entre les diamètres d_i et d_{i+1}
P_v	Force verticale de fendage appliquée par le coin
$r(t)$	Fonction relaxation
R^{*l}_f	Taux critique de restitution d'énergie de la fissure nominale
R^{*m}_f	Taux critique de restitution d'énergie de la $m^{ème}$ fissure
R^k	Taux critique de restitution d'énergie de la $k^{ème}$ fissure
R_v	Résistance électrique variable
R_x	Résistance électrique de la jauge conductrice graphite
S	Entropie
s_1	Contrainte au point de brisure du diagramme d'adoucissement bi-linéaire
t	Temps
T_0	Température du système
t_l	Temps
traverse	Déplacement de la traverse (tête du vérin) [mm]
$t_{rupture}$	Temps de rupture sous force constante
U	Energie élastique de déformation

U	Energie interne du système
U_0	Tension électrique aux bornes de l'alimentation [V]
U_m	Tension électrique aux bornes de la résistance variable [mV]
$V_1(\alpha)$	Fonction de calibrage de la complaisance (LEFM)
W	Travail des forces extérieures [J]
w_1	Ouverture de fissure au point de brisure du diagramme d'adoucissement bi-linéaire [mm]
w_{\max}, w_c	Ouverture de fissure maximale du diagramme d'adoucissement
w_h	Déplacement horizontal
w_{h1}	Déplacement dans l'axe de la force de fendage [mm]
$w_{h1}(t)/w_{h10}$	Fluage relatif du déplacement w_{h1}
w_{h10}	Déplacement dans l'axe de la force de fendage, en début de fluage [mm]
w_{h2}	Déplacement autour du fond d'entaille [mm]
$w_{h2}(t)/w_{h20}$	Fluage relatif du déplacement w_{h2}
w_{h20}	Déplacement autour du fond d'entaille, en début de fluage
α	angle du coin pour l'essai de fendage
α	Longueur relative de fissure = a/h_1
α_j	Coefficient d'endommagement = E_t^j/E_t^0
$\Delta F_h(t)$	Incrément de relaxation absolue
$\Delta F_h(t)/F_{h0}$	Incrément de relaxation relative
Δl	Variation de longueur (réseaux de Bragg) [mm]
$\Delta \lambda$	Variation de longueur d'onde caractéristique (réseaux de Bragg) [nm]
Δw_{h1}	Variation du déplacement w_{h1} (essais de fluage) [mm]
Δw_{h2}	Variation du déplacement w_{h2} (essais de fluage) [mm]
ε	Déformation
\varnothing	Diamètre des cylindres de compression
Φ, Φ_ε	Energie libre
η_i	Viscosité de l'amortisseur i du modèle de Maxwell généralisé
φ	Densité d'énergie libre
λ	Longueur d'onde caractéristique du réseau de Bragg
λ_0	Longueur d'onde caractéristique du réseau de Bragg au début de l'essai.
λ_i	Longueur d'onde caractéristique du réseau de Bragg à la fin de l'incrément de déplacement i .

σ	Contrainte normale
σ_N	Résistance apparente à la traction par flexion
σ_1	Contrainte au point de brisure du diagramme d'adoucissement bi-linéaire [N/mm ²]
τ_i	Temps de retard de l'élément i du modèle de Maxwell généralisé [s]
ξ	Déplacement
ξ^d	Déplacement imposé sur le contour
Ψ	Energie potentielle
Ψ_ε	Energie potentielle
Ψ_σ	Energie complémentaire

Abréviations

3PTB	Essai de flexion trois points
BPR	Béton de Poudres Réactives
COD	Crack Opening Displacement – Ouverture de fissure
CMOD	Crack Mouth Opening Displacement – Ouverture de fissure en fond d'entaille
CSH	Silicate de Calcium Hydraté
CT	Compact Tension
DSP	Densified Cement Ultrafine Particle based materials
FPZ	Fracture Process Zone – Zone de processus de rupture – Zone d'endommagement
FWHM	Largeur de bande à mi-hauteur (Réseaux de Bragg)
LEFM	Mécanique de la rupture linéaire élastique
MDF	Macro Defect Free cement pastes
MEB	Microscope Electronique à Balayage
WST	Wedge Splitting Test – Essai de Fendage par Coin

Liste des Figures

<i>Figure 1: Fissures et microfissures dans un enrobé bitumineux.....</i>	<i>7</i>
<i>Figure 2: Champ de crevasses dans un glacier alpin (Alestch vu depuis le Jungfraujoeh).....</i>	<i>8</i>
<i>Figure 3: Rift Sud-ouest, région du Kilauea, Hawaii.....</i>	<i>8</i>
<i>Figure 4: Mécanismes dissipatifs de base dans le béton, et propriétés mécaniques associées.....</i>	<i>9</i>
<i>Figure 5: Essai de fluage.....</i>	<i>10</i>
<i>Figure 6: Essai de relaxation.....</i>	<i>10</i>
<i>Figure 7: Propagation d'une fissure dans le cas d'une force et d'un déplacement imposé.</i>	<i>11</i>
<i>Figure 8: Matériau linéaire élastique, propagation de fissure sous force imposée.....</i>	<i>12</i>
<i>Figure 9: Propagation de fissure dans un matériau élastique, sous déplacement imposé.....</i>	<i>12</i>
<i>Figure 10: Matériau viscoélastique linéaire sous force imposée.....</i>	<i>13</i>
<i>Figure 11: Structure hétérogène du béton. D_{max} des grains: 8 mm.....</i>	<i>15</i>
<i>Figure 12: Simulation tridimensionnelle de la structure granulaire d'un béton (d'après Guidoum (1994)), a) grains et b) maillage tridimensionnel.....</i>	<i>16</i>
<i>Figure 13: Entre molécules et ouvrages d'art, étendue de taille des grains des composites granulaires à matrice cimentaire.....</i>	<i>16</i>
<i>Figure 14: Echelle des tailles des composants de la pâte de ciment durcie.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure 15: Phénomène de "interface crack face bridging" dans un béton de Lytag soumis à la traction uniaxiale avec une entaille unilatérale, d'après Van Mier (1997).....</i>	<i>22</i>
<i>Figure 16: Ecailles sur la surface de rupture comme résidus du phénomène de crack-face bridging. D'après Van Mier (1997).....</i>	<i>22</i>
<i>Figure 17: Phénomène d'écaillage sur la surface de rupture après essai d'une éprouvette de fendage par coin en béton 0/8 mm, Denarié (2000).....</i>	<i>23</i>
<i>Figure 18: Zone d'endommagement dans un béton (adapté d'après Van Mier (1997).....</i>	<i>23</i>
<i>Figure 19: Cartes de déformations dans la zone d'endommagement d'une éprouvette de traction uniaxiale. D'après Raiss, Dougill et Newman (1990).....</i>	<i>25</i>

Figure 20: Influence des conditions d'appui sur les résultats d'essais de traction uniaxiale: a) rotation libre, b) rotation empêchée, c) diagrammes force – déplacement correspondants.....	25
Figure 21: Comportement du béton lors de cycles suivant l'enveloppe de rupture. Essai de fendage par coin sur du béton 0/8 mm âgé de 146 jours, Denarié (2000). Force horizontale de fendage en fonction du déplacement associé w_{h1}	27
Figure 22: Effet d'échelle sur la résistance apparente d'éprouvettes de béton. D'après Bažant et Planas (1998).	28
Figure 23: Courbes de Rüsch (1960). Déformation maximale et temps de rupture en fonction du niveau de sollicitation.	29
Figure 24: Temps de rupture sous force constante pour différents types d'essais.	29
Figure 25: Energie spécifique de rupture apparente G_F en fonction de la vitesse de sollicitation pour différents types d'éprouvettes, d'après Wittmann et al. (1987).	30
Figure 26: Représentation dans un diagramme caractéristique d'effet d'échelle, des résultats d'essais de rupture en flexion avec différentes vitesses de sollicitation. D'après Bažant et Gettu (1989), (1992).....	31
Figure 27: Effet d'un changement brutal de la vitesse de sollicitation sur le comportement à la rupture de poutres en flexion 3 PT. D'après Bažant et al. (1995).	31
Figure 28: Mécanisme de fluage à long terme – dislocations dans les nanopores, selon Bažant (1997), Figure d'après Ulm et Acker (1999).....	32
Figure 29: Simulation numérique du développement des contraintes internes dues au retrait thermique dans un béton, d'après Guidoum (1994).....	33
Figure 30: Essais de relaxation avec différentes histoires de sollicitation. a) vitesses de rampe différentes, même niveau de sollicitation; b) même vitesse de sollicitation, niveaux variables (pré et post pic) d'après Bažant et Gettu (1992).	34
Figure 31: Modèle de fissure fictive de Hillerborg et al., Figure d'après Brühwiler (1996).	36
Figure 32: Localisation de la rupture dans le béton, d'après Hillerborg (1980).	37
Figure 33: Schématisation de la localisation en termes de diagrammes contrainte-déformation et contrainte-déplacement, d'après Hillerborg (1980).	37
Figure 34: Système en configuration initiale et déformée.	40
Figure 35: Modèle de Maxwell généralisé.	42
Figure 36: Influences agissant sur un essai et relations.....	50

Figure 37: Essai de fendage par coin d'après a) Hillemeier-Hilsdorf (1977) et b) Linsbauer et Tschegg (1986).....	51
Figure 38: Essai de fendage par coin d'après Brühwiler (1988).	52
Figure 39: Variantes de l'essai de fendage par coin selon le type d'éprouvette (types a),b),c), d'après Linsbauer et Tschegg(1986); type d), d'après Brühwiler(1988).	53
Figure 40: Fendage par coin – géométrie de l'éprouvette (épaisseur: 97 mm), système expérimental et position des capteurs de déplacement.....	54
Figure 41: Position des capteurs de déplacement et de leurs supports.....	55
Figure 42: Essais de fendage par coin – système d'introduction des efforts.....	55
Figure 43: Vue d'ensemble du système d'essai.	56
Figure 44: Coupe d'une fibre optique monomode.	58
Figure 45: A, B,C, Fabrication de réseaux de Bragg par gravure de la fibre optique- différentes méthodes utilisées.....	59
Figure 46: Exemple de décalage de la longueur caractéristique en fonction de la déformation appliqué.	60
Figure 47: Association de plusieurs réseaux sur une fibre unique.....	60
Figure 48: Comparaison entre jauges de déformations électriques et optiques.	61
Figure 49: Système de mesure optique.	62
Figure 50: Allure d'un événement acoustique, diagramme brut déplacement - temps.....	64
Figure 51: Disposition des capteurs d'émissions acoustiques sur une éprouvette de fendage par coin.....	65
Figure 52: Principe de la mesure de longueur de fissure par jauge graphite.....	67
Figure 53: Mesure de fissure par jauge conductrice. Application au fendage par coin.	68
Figure 54: Méthodes de détermination de la complaisance: A et B, sur la base du cycle, C sécante à l'origine.....	69
Figure 55: Comparaison des méthodes de calcul de la longueur de fissure équivalente sur la base de la complaisance des cycles (méthodes A et B).....	70
Figure 56: Comparaison des longueurs de fissure mesurées par la jauge graphite et déterminées par différentes méthodes de calcul.	71
Figure 57: Eprouvettes M11914, 15, 16. Courbes Force F_h - déplacements w_{hl}	80
Figure 58: Eprouvettes M11914, 15, 16. Courbes Force F_h - temps.....	80

Figure 59: Epreuve M11914, relaxations à différents stades de la croissance de fissures.....	81
Figure 60: Epreuve M11914, relaxations à différents stades de la croissance de fissures, axes semi-logarithmiques.....	82
Figure 61: Epreuve M11914. Relaxations relatives en fonction du niveau de sollicitation.....	82
Figure 62: Epreuve M11914, relaxations relatives avant pic, axes cartésiens.....	83
Figure 63: Epreuve M11914, relaxations relatives avant pic, axes semi-logarithmiques.....	84
Figure 64: Epreuve M11914. Relaxation relatives, après-pic.....	85
Figure 65: Epreuve M11914. Relaxations relatives après pic, axes semi logarithmiques.....	85
Figure 66: Epreuve M11914. Comportement de la traverse au cours des paliers de relaxation.	86
Figure 67: Comparaison des relaxations relatives au 1 ^{er} niveau de sollicitation (36 %),	87
Figure 68: Comparaison des relaxations relatives avant pic, niveau de sollicitation intermédiaire, (environ 73 % du pic).....	88
Figure 69: Comparaison des relaxations relatives, niveau de sollicitation élevé, avant pic.	88
Figure 70: Comparaison des relaxations relatives, au voisinage immédiat du pic ou sur le pic.	89
Figure 71: Comparaison des relaxations relatives, niveau intermédiaire, après pic.	89
Figure 72: Epreuve M12022. Courbe Force-déplacement w_{hl}	90
Figure 73: Epreuve M12022, paliers de relaxation avant et après pic.....	92
Figure 74: Epreuve M12022, paliers de relaxation avant et après pic, axes semi-log.	92
Figure 75: Essai de fendage par coin. Effet de l'histoire de sollicitation sur les relaxations relatives.....	93
Figure 76: Epreuve M12022, évolution du déplacement de la traverse au cours des paliers de relaxation.....	94
Figure 77: Epreuve M12022, évolution des déplacements de la traverse et en fond d'entaille au cours du palier 3 (99%).....	94
Figure 78: Epreuves M12018, 21. Contrôle déplacement w_{h2} , courbes force-déplacement w_{hl}	95

Figure 79: Eprouvettes M12021. Contrôle w_{h2} , relaxations relatives avant pic et au pic.	96
Figure 80: Eprouvettes M12021. Contrôle w_{h2} , relaxations relatives après pic.	96
Figure 81: Eprouvette M12021. Evolution du déplacement de la traverse au cours des paliers de relaxation.....	97
Figure 82: Eprouvette M12021. Evolution du déplacement w_{h1} au cours de 2 paliers de relaxation.	98
Figure 83: Effet du mode de contrôle de l'essai, même palier ($n^{\circ}1$), avant pic.....	99
Figure 84: Effet du mode de contrôle de l'essai, même niveau de sollicitation, avant pic.....	99
Figure 85: Effet du mode de contrôle de l'essai sur les relaxations relatives après pic.	100
Figure 86: Eprouvettes M12019, 20. Courbes Force-déplacement.....	101
Figure 87: Eprouvettes M12019, 20. Courbes force-temps.....	101
Figure 88: Eprouvette de fendage par coin M12020. Contrôle traverse. Relaxation relatives.	102
Figure 89: Eprouvette M12020. Contrôle traverse. Relaxations relatives avant pic, vue d'ensemble.	103
Figure 90: Eprouvette M12020. Contrôle traverse. Relaxations relatives avant pic, détail pour les paliers $n^{\circ} 2$ à 6.	103
Figure 91: Eprouvette M12020, contrôle traverse, relaxations relatives avant pic, vue d'ensemble en axes semi-log.	104
Figure 92: Eprouvette M12020, contrôle traverse, relaxations relatives avant pic détail pour les paliers 2 à 6, en axes semi-log.	104
Figure 93: Eprouvette de fendage par coin M12020. Contrôle traverse. Evolution des déplacements mesurés par les capteurs, avant pic. a), w_{h1} , b) w_{h2}	105
Figure 94: Eprouvette de fendage par coin avec trou en fond d'entaille.	106
Figure 95: Essais de fendage par coin avec trou en fond d'entaille. Eprouvettes M12025, 26. Courbes force-déplacement w_{h1}	107
Figure 96: Eprouvette M12026. Relaxations relatives avant pic.	108
Figure 97: Eprouvette M12026. Relaxations relatives au pic et après.	108
Figure 98: Eprouvettes M12213 et M12214. Courbes force-déplacement w_{h1}	109
Figure 99: Eprouvette M12213. Contrôle w_{h1} . Force, longueur de fissure et émissions acoustiques en fonction du temps.....	110

Figure 100: Eprouvette M12214. Contrôle traverse. Force, longueur de fissure et émissions acoustiques en fonction du temps.	110
Figure 101: Comparaison des relaxations relatives au premier palier entre fendage par coin et compression simple.	111
Figure 102: Comparaison des relaxations relatives au premier palier entre fendage et compression simple. Axes semi-log.	112
Figure 103: Essais de relaxation sur cylindres comprimés. Effet du niveau de sollicitation sur les relaxations relatives.	113
Figure 104: Description qualitative de l'évolution des relaxations absolues dans un essai de fendage par coin, a) amplitude de relaxation absolue, b) courbe force-déplacement, c) amplitude de relaxation absolue en fonction du déplacement w_{hl}	114
Figure 105: Description qualitative de l'évolution des relaxations relatives dans un essai de fendage par coin, a) amplitude de relaxation relative, b) courbe force-déplacement, c) amplitude de relaxation relative en fonction du déplacement w_{hl}	114
Figure 106: Eprouvettes M12013, 14, 15. Courbes Force-temps.	117
Figure 107: Eprouvette M12013. Fluages relatifs de w_{hl} , en axes cartésiens.	118
Figure 108: Eprouvette M12013. Fluages relatifs de w_{hl} , en axes semi-log.	118
Figure 109: Eprouvette M12014. Fluages relatifs de w_{hl} , axes cartésiens.	119
Figure 110: Eprouvette M12014. Fluages relatifs de w_{hl} , axes semi-log.	119
Figure 111: Eprouvette M12013. Fluages relatifs de w_{h2}	120
Figure 112: Eprouvette M12014. Fluages relatifs de w_{h2}	120
Figure 113: Essais de rupture sous force soutenue. Temps de rupture en fonction du niveau de sollicitation. Résultats d'essai du présent travail (WST_Denarié) comparés avec ceux de la littérature.	122
Figure 114: Essais de fendage par coin. Vitesse de fluage secondaire en fonction du temps de rupture.	122
Figure 115: Eprouvette M12125. Evolution des déplacements w_{hl} et w_{h2} et de la longueur de fissure au cours du temps.	123
Figure 116: Eprouvette M12126. Evolution des déplacements w_{hl} et w_{h2} et de la longueur de fissure au cours du temps.	123
Figure 117: Eprouvette M12215. Courbe Force-temps et w_{hl} -temps avec report des évènements acoustiques.	125

Figure 118: Eprouvette M12215. Courbes Force-temps et w_{h1} -temps avec report des évènements acoustiques, détail pour le palier 4.	125
Figure 119: Courbes force – déplacement w_{h1} de toutes les éprouvettes testées.	128
Figure 120: Influence de la vitesse de sollicitation sur la longueur de fissure en fonction du déplacement imposé w_{h1}	128
Figure 121: Longueur de fissure mesurée par la jauge graphite en fonction du temps. Vitesses 5×10^{-4} et 5×10^{-3} mm/minute.	129
Figure 122: Longueur de fissure mesurée par la jauge graphite en fonction du temps. Vitesses 5×10^{-2} et 5×10^{-1} mm/minute.	129
Figure 123: relation entre les déplacements en fond d'entaille w_{h2} et dans l'axe de la force horizontale de fendage, w_{h1}	130
Figure 124: Courbes moyennes F_h - w_{h1} , calculées par 2 différentes méthodes. A) général, B) détail au voisinage du pic de force.....	131
Figure 125: Vitesse moyenne de fissure fonction de la vitesse de déplacement imposée.....	132
Figure 126: Disposition des réseaux de Bragg (gratings) dans les éprouvettes.	134
Figure 127: Programme de sollicitation, éprouvette M5F.....	135
Figure 128: Programme de sollicitation – éprouvette M6F.....	136
Figure 129: Situation des points de mesure sur la courbe F_h – w_{h1} , pour l'éprouvette M5F.	136
Figure 130: Situation des points de mesure sur la courbe F_h - w_{h1} , pour l'éprouvette M6F.	137
Figure 131: Exemple de courbes intensité-longueur d'onde pour un réseau de Bragg (éprouvette M5F, réseau 1, paliers 1 et 8, début et fin de l'essai).	137
Figure 132: Eprouvette M5F, déformations internes en fonction du – déplacement w_{h1} pour les réseaux 1,2,3,4.	139
Figure 133: Eprouvette M5F, déformations internes en fonction du déplacement w_{h1} , détail pour les réseaux 3,4.	139
Figure 134: Eprouvette M6F, déformations internes en fonction du déplacement w_{h1} , réseaux 5,6,7,8.	140
Figure 135: Eprouvette M6F, déformations internes en fonction du déplacement w_{h1} , réseaux 6,7.	140
Figure 136: Modèle de Maxwell généralisé utilisé pour la simulation par éléments finis.....	146
Figure 137: A) Maillage utilisé pour les calculs viscoélastiques linéaires, B) conditions aux limites.	147

Figure138: Fendage par coin - Simulation numérique. Effet de la vitesse de sollicitation sur la réponse en termes de Force - déplacement w_{hl} .	148
Figure139: Fendage par coin. Taux de restitution d'énergie en fonction du déplacement w_{hl} pour différentes vitesses de sollicitation.	149
Figure140: Relaxations relatives mesurées et simulées, palier 1, éprouvette M11915.	150
Figure141: Eprouvette M11915, relaxations relatives avant pic, paliers 1 à 3, mesurées et simulées.	151
Figure142: Relaxations relatives avant pic mesurées et simulées, paliers 4 à 7, éprouvette M11915.	152
Figure143: Eprouvette M11915, palier 5, relaxations relatives mesurées et simulées dans deux cas d'histoire de sollicitation.	153
Figure144: Eprouvette M11915, palier 5, relaxations relatives mesurées et simulées dans 2 cas d'histoire de sollicitation, axes semi-logarithmiques.	153
Figure145: Eprouvette M12022, paliers 1 à 3, avant pic, relaxations relatives mesurées et simulées.	155
Figure146: Eprouvette M12022, paliers 4 à 6 au voisinage du pic de force, relaxations relatives mesurées et simulées.	156
Figure147: Eprouvette M12022, paliers 4 , 5 et 6 au voisinage du pic de force, relaxations relatives mesurées et simulées, axes semi-logarithmiques.	156
Figure 148: A) maillage pour le calcul par éléments finis et B) conditions aux limites.	159
Figure149: Eprouvettes M5F et M6F. Courbes Force-déplacement w_{hl} mesurées et simulée (MERLIN).	160
Figure150: Déplacement w_{h2} autour du fond d'entaille en fonction du déplacement w_{hl} dans l'axe de la force horizontale de fendage. Comparaison entre les résultats de la simulation et les mesures.	160
Figure151: Déformations aux points de mesure 1 et 2. Comparaison entre mesures et simulation.	161
Figure152: Déformations au point de mesure 3, mesurées et simulées, en fonction du déplacement w_{hl} .	162
Figure153: Déformations au point de mesure 4, mesurée et simulée en fonction du déplacement w_{hl} .	162
Figure 154: Fendage par coin, vérin au repos, éprouvettes en béton avec et sans enduit d'étanchéité, et en aluminium. Variation du déplacement w_{hl} en fonction du temps.	179
Figure 155: idem Figure 154, détail pour des temps jusqu'à 20000 secondes.	180

Figure 156: idem Figure 155, déplacement w_{h2} en fond d'entaille.....	180
Figure 157: Mesures de rigidité du système expérimental.....	181
Figure 158: Essai de dérive des capteurs de déplacement – sur bâti d'étalonnage (réglage pleine échelle: $\pm 300 \text{ } \mu\text{m} = \pm 2 \text{ V}$).....	182
Figure 159: Epreuve témoin en alliage d'aluminium.....	183
Figure 160: Test de dérive des capteurs – vérin au repos, en fonction du matériau et du traitement de surface. Déplacement w_{h1} fonction du temps, vue d'ensemble.....	184
Figure 161: idem Figure 160, détail pour des temps de 0 à 20000 s.	185
Figure 162: Essais cycliques, programme type triangulaire, contrôle w_{h1} , diagramme Force – déplacements – temps.....	185
Figure 163: Essais cycliques, programme triangulaire, contrôle w_{h1} , diagramme Force déplacements.....	186
Figure 164: Epreuve témoin aluminium. Cycles rampe-palier-rampe, contrôle w_{h1}	186
Figure 165: Epreuve témoin en aluminium. Cycles rampe-palier-rampe, contrôle traverse.....	187
Figure 166: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1 ^{er} palier de longue durée, contrôle w_{h1} . Diagramme Force et déplacement w_{h1} fonction du temps.....	187
Figure 167: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1 ^{er} palier de longue durée, contrôle w_{h1} . Diagramme déplacements traverse et w_{h1} fonction du temps.....	188
Figure 168: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1 ^{er} palier de longue durée, contrôle w_{h1} . Diagramme déplacements w_{h1} et w_{h2} fonction du temps.....	188
Figure 169: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1 ^{er} palier de longue durée, contrôle traverse. Diagramme Force et déplacement traverse fonction du temps.....	189
Figure 170: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1 ^{er} palier de longue durée, contrôle traverse. Diagramme déplacements w_{h1} et traverse fonction du temps.....	189
Figure 171: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1 ^{er} palier de longue durée, contrôle traverse. Diagramme déplacements w_{h2} et traverse.....	190
Figure 172: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de fluage successifs, sollicitations croissantes. Force et déplacement traverse fonction du temps.....	190

Figure 173: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de fluage successifs, sollicitations croissantes. Déplacements traverse, w_{h1} , w_{h2} fonction du temps.....	191
Figure 174: Comparaison CT – fendage par coin, avec paramètres géométriques.....	193
Figure 175: Représentation de la fonction inverse de calibrage de la complaisance pour le fendage carré – formulation directe générale (d'après calculs MERLIN).	195
Figure 176: programme d'essai, éprouvette M141.....	197
Figure 177: Epreuve M141, Courbe force – déplacement w_{h1}	198
Figure 178: Epreuve M141, longueur de fissure en fonction du déplacement w_{h1}	198
Figure 179: Epreuves 1 à 5, longueur de fissure en fonction du temps.	199
Figure 180: Epreuves 1 à 5, longueur de fissure mesurée par la jauge graphite en fonction du déplacement imposé w_{h1}	199
Figure 181: Formules empiriques pour le calcul des paramètres de softening, d'après Wittmann et al. (1988).....	200
Figure 182: Courbes force-déplacement w_{h1} , expérimentales et simulée (Merlin).	200
Figure 183: Analyse granulométrique du ciment.	203
Figure 184: Analyse granulométrique des granulats utilisés.	204
Figure 185: Composition granulométrique du béton.	204

Liste des Tableaux

<i>Tableau 1: composition et propriétés du béton frais pour toutes les gâchées</i>	76
<i>Tableau 2: propriétés du béton frais, masse volumique et teneur en air</i>	76
<i>Tableau 3: propriétés du béton durci, gâchées 7 et 9 (essais de traction uniaxiale)</i>	77
<i>Tableau 4: propriétés du béton durci, gâchées 17 à 22</i>	77
<i>Tableau 5: Motivation des essais de relaxation</i>	79
<i>Tableau 6: Epreuve M11914, paliers de relaxation post-pic</i>	84
<i>Tableau 7: Motivation des essais de fluage</i>	116
<i>Tableau 8: Résultats des essais de rupture sous force constante</i>	121
<i>Tableau 9: Essais monotones gâchée 17</i>	127
<i>Tableau 10: Vitesse moyenne de fissure et G_f en fonction de la vitesse de déplacement imposée</i>	132
<i>Tableau 11: résultats des mesures internes de déformation – éprouvette M5F</i>	138
<i>Tableau 12: résultats des mesures internes de déformation – éprouvette M6F</i>	138
<i>Tableau 13: Paramètres viscoélastiques de calcul</i>	146
<i>Tableau 14: Epreuve M11915, définition des paliers de relaxation pré-pic</i>	149
<i>Tableau 15: Epreuve M12022, définition des paliers de relaxation</i>	154
<i>Tableau 16: Merlin - paramètres de calcul</i>	159
<i>Tableau 17: propriétés comparées des éprouvettes en béton et alliage d'aluminium</i>	183
<i>Tableau 18: coefficients de la fonction $f_I(\mathbf{a})$</i>	194
<i>Tableau 19: coefficients de la fonction $V_I(\mathbf{a})$</i>	194
<i>Tableau 20: coefficients de a/h_I fonction de $V_I(\mathbf{a})$</i>	195

1 Introduction

L'art de l'ingénieur constructeur réside dans la compréhension profonde, quasi-intuitive du fonctionnement structurel, du cheminement des efforts. Il réside aussi dans le choix des matériaux adéquats pour une application donnée. Les progrès incessants des moyens de calcul permettent de concevoir des structures de plus en plus élancées et complexes, qui amènent le concepteur aux limites de ce qu'il peut espérer obtenir de manière structurelle. Le matériau souvent négligé en tant que tel reprend ses droits et fini dans certains cas par être la clé du comportement des structures. En particulier, la sensibilisation aux problèmes d'état de service a amené les concepteurs à rechercher une modélisation plus adéquate des phénomènes à l'origine des déformations différées du béton. Le fluage et les retraits ont fait l'objet d'une multitude d'études qui ont permis de définir des modèles aujourd'hui couramment utilisés avec plus ou moins de succès. Plus récemment l'attention s'est portée sur les problèmes de fissuration et leurs conséquences. A l'extrême, les structures ou éléments en béton faiblement ou non armés telles que les barrages ou les couches de réparation requièrent une étude poussée des problèmes de contrôle de la fissuration.

Deux phénomènes évolutifs gouvernent le comportement mécanique à long terme du béton: la viscoélasticité et la fissuration. Ces deux phénomènes se traduisent par les mêmes symptômes: augmentation des déformations, perte de raideur. Le fluage et la relaxation sont deux manifestations de la viscoélasticité. Pour le constructeur, la viscoélasticité peut être un avantage ou un inconvénient selon le type de sollicitation appliquée. En déplacement imposé, la relaxation permet théoriquement de redistribuer les efforts appliqués et ainsi le cas échéant de soulager des zones fortement sollicitées. En force imposée, le fluage augmente fortement les déformations au détriment de l'état de service, il est également la source de pertes de précontrainte. La fissuration, qui est naturelle dans le béton armé, conditionne non seulement la rigidité mais également la durabilité des structures.

Viscoélasticité et fissuration interagissent plus ou moins selon le niveau de sollicitation. Dans les matériaux à matrice cimentaire, pour des niveaux de sollicitation bas, la fissuration est inactive et la viscoélasticité suit un comportement linéaire: le principe de superposition s'applique. Pour des niveaux de sollicitation élevés, la viscoélasticité s'accompagne de phénomènes d'endommagement de plus en plus marqués, au fur et à mesure que la sollicitation appliquée augmente. D'un autre côté, la rupture n'est jamais un processus instantané. Selon la vitesse de sollicitation imposée, la viscoélasticité joue un rôle plus ou moins important sur le développement des efforts internes et sur la propagation des fissures. Si la détermination des propriétés viscoélastiques aux bas niveaux de sollicitation est relativement aisée; par contre, pour des niveaux élevés, la croissance des fissures complique la mesure et l'interprétation des résultats.

La contribution de la microfissuration au fluage a été mise en évidence de manière qualitative depuis de nombreuses années. L'origine de la non-linéarité du comportement viscoélastique du béton est le plus souvent attribuée à la microfissuration et à la viscosité supplémentaire associée aux mécanismes de rupture (rupture lente de liaisons). Certains effets ont été identifiés dans ce sens. Néanmoins, peu d'essais ou de travaux de simulations ont été consacrés aux couplages entre croissance de fissure et viscoélasticité, et à l'effet de la structure hétérogène du béton sur les propriétés observées.

Un critère de rupture ou de propagation de fissure, est défini par 2 grandeurs. La première est liée au développement de la sollicitation. Elle dépend des conditions aux limites et des

propriétés de rigidité du matériau. La deuxième est donnée par la résistance, au sens le plus général du terme, du matériau à la propagation de fissure. A priori, la cinétique de sollicitation influence aussi bien le développement des efforts que la résistance. Beaucoup d'études récentes, suivant le développement des modèles de fissure fictive ont eu tendance à privilégier l'influence du temps sur l'évolution de la résistance en négligeant les effets du temps sur le développement des efforts internes, Zhou (1992), Hansen (1991).

De manière plus générale, la croissance de fissures est gouvernée par une force motrice qui dépend de l'énergie restituée au cours de la propagation (taux de restitution d'énergie) et par une résistance à vaincre (résistance à la propagation ou taux de restitution d'énergie critique). La nature dissipative de la rupture et de la viscoélasticité incite naturellement à considérer leurs couplages sur le plan de bilans d'énergie, à l'aide de la thermodynamique. De plus, viscoélasticité et microfissuration dépendent fortement de la structure hétérogène du béton et les effets liés à la granularité doivent être pris en considération pour modéliser les couplages de manière réaliste dans le béton. C'est le sens de l'approche suivie par Huet (1992, 1996, 1997) qui regroupe et généralise les travaux antérieurs sur des parties isolées du sujet, Griffith (1920), pour la rupture et Stavermann et Schwarzl (1952a,b), Brun (1966), Biot (1954), Mandel (1966), pour le traitement thermodynamique de la viscoélasticité.

Dans cette perspective, les objectifs à atteindre sont:

1. de mettre en évidence les phénomènes de couplage agissant entre viscoélasticité et croissance de fissures, et de distinguer les contributions de chacun de ces phénomènes aux réponses observées dans différents cas de sollicitation du matériau;
2. de séparer au niveau énergétique les contributions des 2 parties du critère de propagation (force motrice-taux de restitution d'énergie et résistance à la propagation) en fonction de la cinétique de sollicitation et de la structure hétérogène du matériau.
3. de donner les éléments pour définir une modélisation de l'ensemble des phénomènes observés permettant d'établir à terme des lois de comportement de matériau.

Ces objectifs s'inscrivent dans le cadre d'une étude générale basée sur une approche micromécanique par la thermodynamique des milieux continus hétérogènes multifissurés dissipatifs, Huet (1997). Cette approche a été traduite dans un programme de simulation numérique de matériaux hétérogènes granulaires multifissurés, avec une matrice élastique, Wang (1994). L'extension au cas d'une matrice viscoélastique linéaire a été faite par Cécot (2000).

Le présent travail traite le premier objectif et fournit des éléments pour traiter le second et le troisième. Les aspects détaillés de simulation numérique et leur application au deuxième objectif (séparation des énergies) et au troisième seront développés dans une autre thèse, (Christophe Cécot).

Le principe de base suivi dans toute la démarche est de chercher d'abord à expliquer le comportement non linéaire à partir de l'interaction des phénomènes connus au micro-niveau: microfissuration et viscoélasticité linéaire sans introduire à priori de lois de comportement non linéaires ad-hoc à quelque niveau que ce soit.

Dans un premier temps, au niveau macroscopique, on a cherché à partir d'essais de relaxation et de fluage à différents stades de la croissance des fissures à mettre en évidence le comportement viscoélastique apparent en fonction des conditions d'essais (histoire de sollicitation, type de contrôle de l'essai, type d'éprouvette); ainsi que les indices permettant de lier les réponses observées à l'un ou l'autre des phénomènes envisageables. Ces essais ont été complétés par des essais monotones à différentes vitesses.

En complément, au microniveau, des mesures d'émissions acoustiques et de déformations internes au voisinage d'une fissure en cours de propagation ont permis de vérifier certaines hypothèses.

Les résultats expérimentaux ont été analysés à l'aide de simulations numériques basées d'une part sur la viscoélasticité linéaire et d'autre part sur le modèle de fissure fictive de Hillerborg (1980).

La première partie du document présente le contexte de l'étude avec le formalisme théorique sous-jacent et l'état des connaissances sur le sujet de la rupture du béton, du fluage et des couplages, avec un intérêt particulier pour les mécanismes du fluage, la croissance des fissures et les approches énergétiques des phénomènes dissipatifs.

La deuxième partie présente les méthodes d'essais employées et les résultats d'essai suivis d'une discussion.

La troisième partie commence, sur la base de simulations numériques, par un approfondissement de l'analyse des principaux résultats expérimentaux. La synthèse des résultats obtenus débouche sur une discussion générale critique des concepts et des modèles de la rupture, de la viscoélasticité et de leurs couplages pour le béton.

PARTIE I: CONTEXTE DE L'ÉTUDE

2 Position du problème

2.1 Généralités

L'aspect minéral du béton a tendance à faire oublier ses capacités de déformation. De plus la visualisation des phénomènes de rupture y est rendue délicate par la taille des microfissures et leur situation à l'intérieur du matériau. Il est plus aisé de se représenter l'interaction de la viscoélasticité et de la croissance de fissures dans des matériaux beaucoup plus déformables. A titre d'exemple, l'observation des microfissures, de leur développement et de leur interaction, qui s'avère être particulièrement délicate dans les bétons, est accessible à tout un chacun, sans autre équipement de mesure que ses yeux, sur les enrobés bitumineux, ou la glace. La Figure 1 ci-dessous, montre un ensemble de microfissures entourant une série de fissures principales dans un enrobé bitumineux. On devine les microfissures qui se développent à 45° vers la gauche, à gauche des fissures principales. On notera le phénomène d'évitement mutuel des 2 branches de la fissure principale dit de "crack-face bridging". Ce phénomène est probablement dû à la présence d'un granulat qui dévie les pointes des 2 fissures et les empêche de se rejoindre. Il s'agit d'un phénomène fréquent dans les bétons de ciment.



Figure 1: Fissures et microfissures dans un enrobé bitumineux.

La Figure 2 ci-dessous présente un glacier. On y distingue à l'extrême gauche, de minces crevasses qui s'apparentent à des microfissures en cours de développement. La partie centrale, très crevassée montre un faciès de rupture bien développé, qui suit le relief. La glace s'écoule lentement le long du terrain sous-jacent et les crevasses sont la manifestation de la rupture de la continuité de l'écoulement à cause de forces de frottement trop élevées dues à des accidents de terrain. La vitesse d'écoulement dépend directement de la viscosité de la glace. Il y a donc clairement interaction entre rupture et viscoélasticité dans ce cas.



Figure 2: Champ de crevasses dans un glacier alpin (Alestch vu depuis le Jungfrauoch).

Dans le cas des glaciers, comme illustré par la Figure 2, la propagation de fissures peut se faire lentement de manière stable, ou extrêmement brutalement si la configuration est instable. Ceci explique la différence de danger entre un glacier dont la surface est plus ou moins plane et peu inclinée (propagation des crevasses gouvernée par l'écoulement lent du glacier le long des accidents de terrain) et un champ de séracs qui sont dans une zone très inclinée où le poids propre de la glace suspendue devient prépondérant, conduisant à des phénomènes de rupture instable. A une autre échelle, la Figure 3 ci-dessous montre le Rift Sud-ouest de l'île de Hawaïi. Cette région est le siège d'un volcanisme très actif. Le Rift sépare lentement l'île en 2 parties. Les phénomènes en cause sont des ruptures se développant lentement, avec de brusques relâchements des tensions qui accompagnent la propagation lente de fissures ou le glissement le long de failles géologiques dans l'écorce terrestre, sur des durées très longues pendant lesquelles cette dernière se comporte de manière viscoélastique. Les conséquences pratiques et souvent funestes de tels relâchements brutaux sont les séismes. A une toute autre échelle, ils sont directement comparables à la propagation instable de micro-fissures dans un matériau comme le béton. L'énergie libérée lors du tremblement de terre correspond au surplus d'énergie restituée par la croûte terrestre lors du glissement de failles.



Figure 3: Rift Sud-ouest, région du Kilauea, Hawaïi.

2.2 Mécanismes dissipatifs

L'évolution des propriétés mécaniques du béton peut s'expliquer par l'action combinée de mécanismes dissipatifs fondamentaux: l'hydratation des liants, le transport d'eau au sens le plus général (sous forme liquide ou vapeur), les réarrangements de microstructure (agissant au niveau de la pâte de ciment durcie) et la croissance de fissures. Le produit de chacun de ces 4 mécanismes est de la chaleur libérée soit par réaction chimique pour l'hydratation, soit par frottements pour le transport d'eau, les réarrangements de microstructure, soit par rupture de liaisons pour la croissance de fissures.

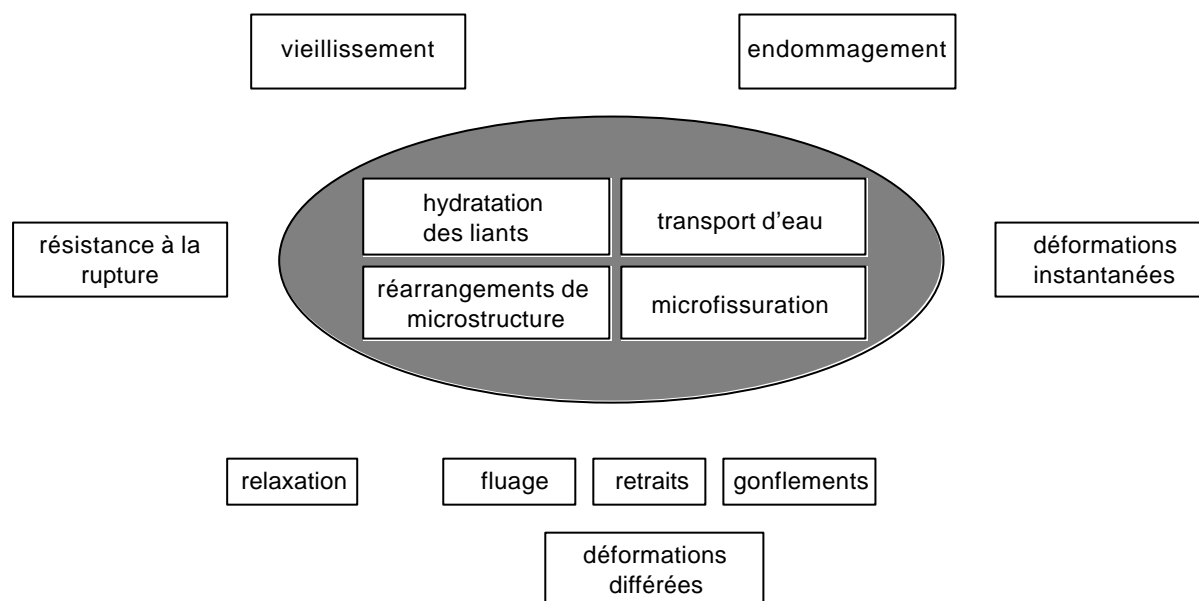


Figure 4: Mécanismes dissipatifs de base dans le béton, et propriétés mécaniques associées.

La croissance de microfissures est un phénomène physique dissipatif de base dans les bétons. Le fluage et la relaxation sont les manifestations des effets conjugués et des couplages agissant entre les 4 phénomènes de base présentés à la Figure 4. D'un autre côté, la viscoélasticité est une propriété mécanique générale qui veut que la réponse temporelle à une sollicitation imposée dépende de l'histoire temporelle de sollicitation. Le fluage et la relaxation sont les manifestations d'un comportement viscoélastique apparent des bétons de ciment. Ils comprennent, particulièrement pour des niveaux de sollicitation élevés, une contribution de croissance de microfissures.

Pour simplifier la modélisation, il est préférable de limiter la définition de la viscoélasticité à la propriété mécanique du milieu continu, sans contribution de croissance de fissures. C'est le parti qui sera pris dans tout ce qui suit.

Postulat de la démarche suivie:

On modélise le comportement réel du béton par une viscoélasticité volumique et la croissance de fissures. Ces 2 phénomènes dissipatifs sont placés sur le même plan. La viscoélasticité volumique du milieu continu peut être linéaire ou non linéaire. On cherche à expliquer les phénomènes réels tels que les réponses en fluage et en relaxation à différents niveaux de sollicitation, par les contributions de ces 2 phénomènes et de leurs couplages.

2.3 Viscoélasticité du béton

La viscoélasticité du béton est illustrée par les 2 expériences classiques de base: relaxation et fluage décrites dans la Figure 5 et la Figure 6 ci-dessous. En fluage, à une force imposée P , le matériau répond par un déplacement ξ variable dans le temps. Selon le niveau de sollicitation appliqué, le fluage conduira ou non à la rupture, illustrée par la partie pointillée sur la Figure 5 – réponse, qui correspond au fluage tertiaire. En relaxation, à un déplacement imposé, le matériau répond par une diminution de la force de réaction mesurée. La diminution de la force observée en relaxation n'est toutefois qu'une mesure de la viscoélasticité sous déplacement imposé. Le mécanisme de base agissant dans les 2 cas est le même, il s'agit d'une redistribution interne, dans le temps, des efforts appliqués sur le matériau. On peut donc qualifier relaxation et fluage de manifestations de déformations différées du béton.

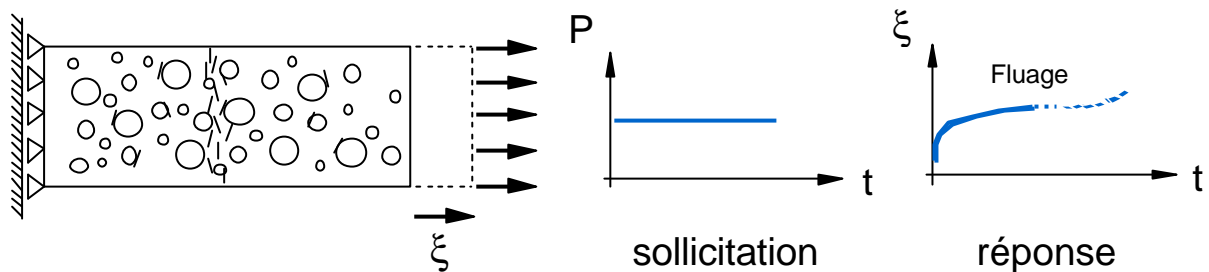


Figure 5: Essai de fluage.

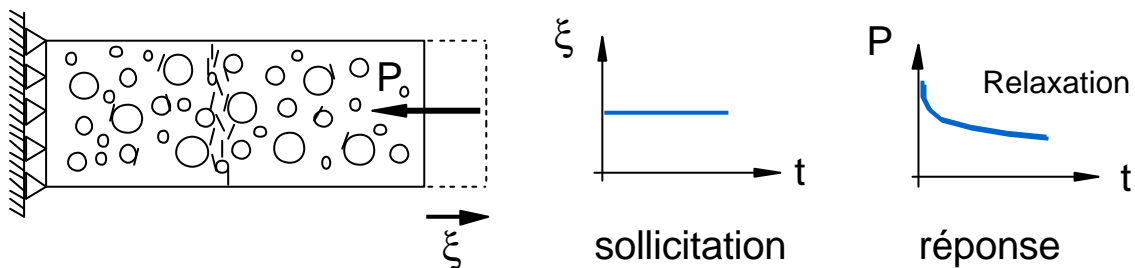


Figure 6: Essai de relaxation.

Dans les Figures qui précèdent, le béton est volontairement représenté avec sa structure composite, hétérogène, multifissurée. Les microfissures préexistantes seront les germes de la rupture. Des phénomènes de couplage entre viscoélasticité et croissance de fissures peuvent donc se manifester en fluage et en relaxation dans les domaines de sollicitation où la microfissuration est active.

2.4 Aspects énergétiques de la croissance de fissures

2.4.1 Généralités

Griffith (1920) le premier a envisagé le problème de la propagation de fissures dans un solide sur le plan d'un bilan énergétique entre l'énergie restituée par la propagation et celle qui est dissipée pour créer de nouvelles surfaces. Ces aspects énergétiques de la croissance de fissures peuvent être illustrés par l'exemple suivant. On considère une éprouvette entaillée soumise à 2 types de sollicitations simples: une force imposée dans un cas, un déplacement imposé dans l'autre. Cette éprouvette comporte une fissure de longueur a que l'on fait progresser d'une longueur arbitraire Δa dans chaque cas de sollicitation. La Figure 7 ci-dessous illustre le système étudié.

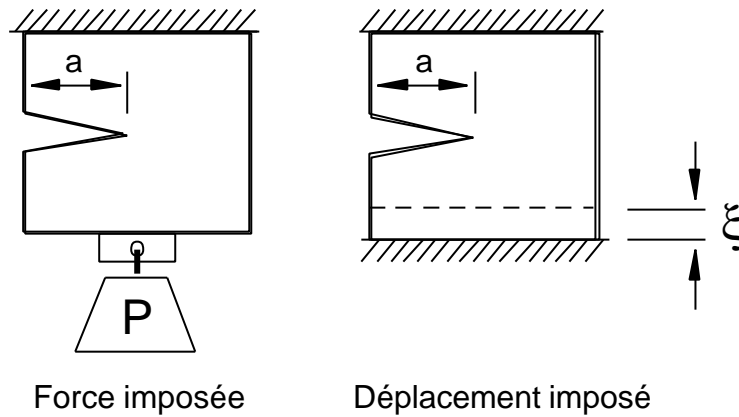


Figure 7: Propagation d'une fissure dans le cas d'une force et d'un déplacement imposé.

On analyse le bilan d'énergie dans les 2 cas à la fin de la progression de la fissure dans le but de caractériser les effets sur le taux de restitution d'énergie défini par:

$$G = -\frac{\partial \Psi}{\partial a} \approx -\frac{\Delta \Psi}{\Delta a} \quad (1)$$

où Ψ est l'énergie potentielle du système définie par:

$$\Psi = \Phi - W \quad (2)$$

Φ énergie libre du système et W travail des forces extérieures supposées constantes.

2.4.2 Cas d'un matériau linéaire élastique

Dans le cas d'un matériau élastique linéaire, le comportement du système peut être représenté par une succession de ressorts en parallèle. L'avance de la fissure est symbolisée par la rupture d'un des ressorts. La Figure 8 ci-dessous illustre le cas de l'avance de fissure sous force imposée.

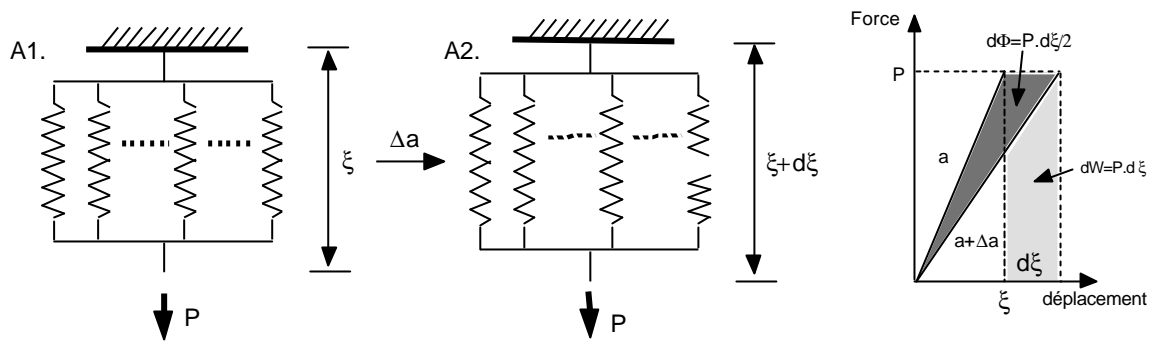


Figure 8: Matériau linéaire élastique, propagation de fissure sous force imposée.

L'avance de la fissure se traduit par une diminution de la raideur du système, symbolisée par la rupture d'un des ressorts dans la Figure 8, et donc par une augmentation $d\xi$ du déplacement. Comme la force P reste constante, le travail $P.d\xi$ est fourni par le système. Au cours de la propagation, l'énergie élastique du système augmente (aire grisée sur la Figure) d'une valeur $dU=d\Phi=P.d\xi/2$. Cette énergie est prise sur le travail total fourni (aire hachurée), ce qui laisse une énergie totale de $Pd\xi-Pd\xi/2=Pd\xi/2$ pour compenser l'énergie nécessaire à la propagation.

Dans le cas de force imposée, l'énergie nécessaire à l'avance de la fissure est fournie par le travail de la force gardée constante.

Le même type de bilan d'énergie peut être fait dans le cas du déplacement imposé illustré par la Figure 9 ci-dessous.

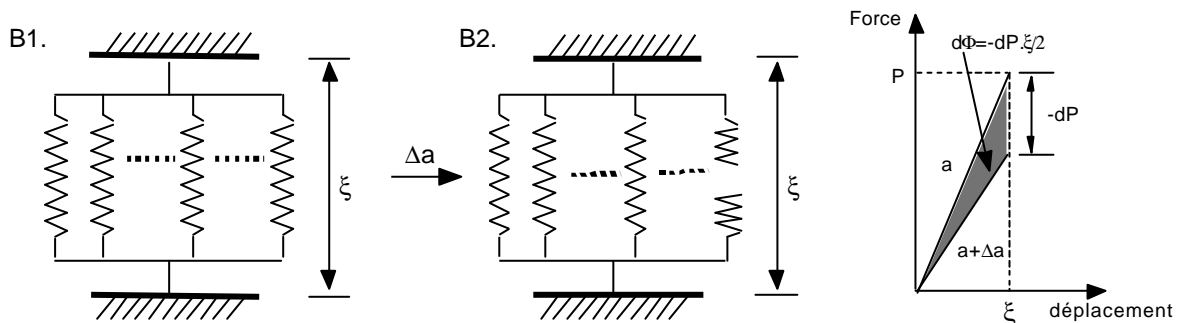


Figure 9: Propagation de fissure dans un matériau élastique, sous déplacement imposé.

La propagation de la fissure symbolisée par la rupture d'un des ressorts se traduit par une diminution $-dP$ de la force de réaction du système. Le déplacement étant fixé, il n'y a pas de travail fourni au cours de la propagation qui se traduit seulement par une diminution nette de l'énergie libre $d\Phi=dU=-dP.\xi/2$. Toute cette énergie est restituée et disponible pour compenser l'énergie nécessaire à la propagation.

Dans le cas de déplacement imposé, l'énergie nécessaire pour l'avance de la fissure est restituée par le système qui se relaxe.

Il est important de constater que dans les 2 cas, même si les sources sont différentes (travail fourni ou énergie élastique restituée), le principe est le même. Au cours de la

propagation, de l'énergie est rendue disponible par le système. Cette énergie correspond à l'apport nécessaire pour vaincre la résistance à la propagation.

2.4.3 Cas d'un matériau viscoélastique linéaire

Sur la base des constatations précédentes, étudions maintenant le cas d'un matériau viscoélastique linéaire soumis aux même type de sollicitations. On se bornera à discuter qualitativement les effets de la viscoélasticité sans faire de bilan énergétique explicite, pour illustrer les aspects qui seront présentés de manière détaillée au § 3.6, page 39 et suivantes.

Le matériau est représenté cette fois par un modèle analogique de type Maxwell généralisé faisant intervenir à la fois des ressorts et des amortisseurs. La Figure 10 ci-dessous présente le cas de la force imposée, en fluage.

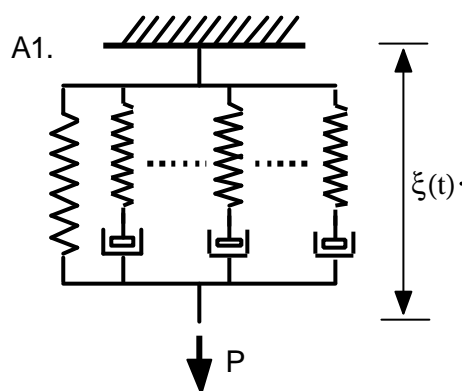


Figure 10: Matériau viscoélastique linéaire sous force imposée.

Par analogie avec le cas élastique, le taux de restitution d'énergie va être gouverné par la variation de l'énergie potentielle du système pour un incrément de propagation de fissure infinitésimal. Toutefois, dans le cas viscoélastique l'énergie potentielle du système dépend de l'histoire de sollicitation. En déplacement imposé (relaxation) elle décroît avec le temps. Au contraire, en force imposée (fluage), elle croît. Le bilan d'énergie correspondant à une propagation infinitésimale va donc dépendre de l'histoire de sollicitation jusqu'à la propagation.

Dans le cas d'un matériau viscoélastique, l'énergie nécessaire pour faire avancer la fissure d'un incrément Δa est fournie par le système, sous forme de travail ou d'énergie restituée. Toutefois, la viscoélasticité agit comme phénomène dissipatif concomitant de la rupture. L'histoire de sollicitation influence l'énergie libre du système et donc le bilan d'énergie qui gouverne le taux de restitution d'énergie.

2.5 Objectifs de la thèse

Le contexte général est l'étude micromécanique des propriétés des composites granulaires viscoélastiques multifissurés. La base théorique est le formalisme thermodynamique des milieux continus hétérogènes multifissurés dissipatifs développé par Huet (1997). On cherche, sur l'exemple du béton de ciment, à mettre en évidence et à expliquer les couplages entre viscoélasticité et croissance de fissures, et plus précisément à:

1. mettre en évidence les effets de la microfissuration sur le fluage, la relaxation;
2. mettre en évidence l'effet de la viscoélasticité sur la croissance de fissures;
3. séparer qualitativement l'influence des différentes énergies agissant au cours de la croissance de fissures en régime viscoélastique (partie réactive-motrice et partie résistive) du critère.

2.6 Travaux réalisés

1. Etude bibliographique sur les phénomènes physiques et les observations et mesures concernant le fluage, la relaxation, la croissance des fissures, et les couplages viscoélasticité microfissuration dans les composites à matrice cimentaire;
2. Sur le plan expérimental: mise au point d'un essai de rupture permettant de mettre en évidence le comportement viscoélastique du béton à différents stades de la croissance des fissures (avant pic, au pic, après pic, branche descendante); mise au point d'un dispositif de mesure de la longueur de fissure en surface (jauge conductrice en graphite); campagne d'essais avec différents modes de sollicitation faisant intervenir croissance de fissures et viscoélasticité; essais de rupture avec mesures internes de déformations (par fibres optiques équipées de réseaux de Bragg);
3. Sur le plan de la modélisation par éléments finis: calculs viscoélastiques linéaires tenant compte de l'histoire de sollicitation pour déterminer les écarts par-rapport aux réponses observées dans le cas d'un matériau homogène (macro-niveau); calculs non-linéaires avec modèle de fissure discrète à comportement adoucissant pour simuler des mesures internes de déformations en cours de propagation dans le cas d'un matériau homogène

3 Etude bibliographique et théorique

3.1 Préambule

Pour garder une vision objective, non-déformée des faits, il importe de bien séparer les observations expérimentales et les modèles. La modélisation permet de prédire des effets et donne des pistes à confirmer par l'observation ou la mesure. Toutefois, tant que la confirmation ou l'infirmité expérimentale n'a pas été obtenue, les prédictions ou les implications de la modélisation restent hypothétiques et ne sauraient constituer un fondement pour le développement de nouveaux modèles ni une justification pour des résultats expérimentaux attendus mais non observés.

3.2 Structure du béton durci

Le béton de ciment est composé d'un squelette de granulats qui lui confèrent une ossature rigide, et d'une matière liante, la pâte de ciment durcie, dont le comportement est fortement évolutif. Cette matrice enrobe et lie les granulats entre eux. Elle est formée d'une structure complexe poreuse source d'échanges internes et externes. Un examen plus approfondi à l'aide d'instruments d'observation de plus en plus puissants montre que la structure du béton présente un caractère hétérogène sur un domaine de dimensions extrêmement étendu. La Figure 11 ci-dessous montre la texture d'un même béton 0/8 mm à différents grossissements:

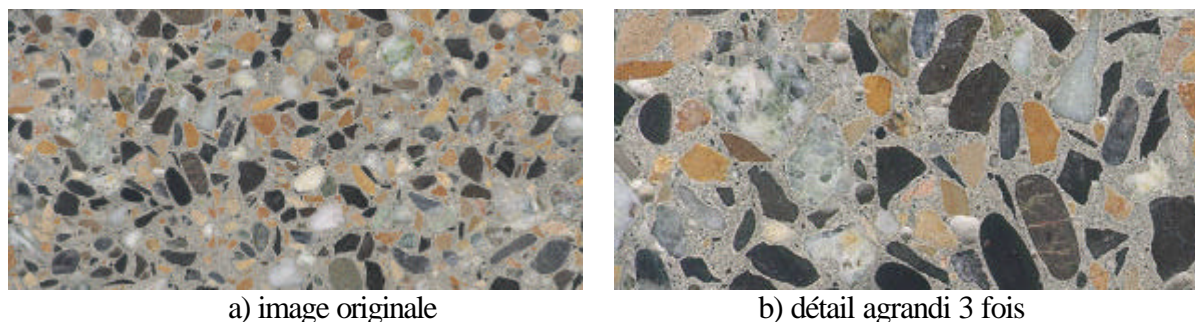


Figure 11: Structure hétérogène du béton. D_{max} des grains: 8 mm.

Le fait de représenter cette structure de manière plane, par une coupe ne doit pas faire oublier son caractère tridimensionnel qui joue un rôle fondamental sur le comportement mécanique et physique. Ainsi, la Figure 12 ci-dessous donne une vision tri-dimensionnelle de la structure d'un matériau granulaire de type béton (simulation numérique, d'après Guidoum (1994)).

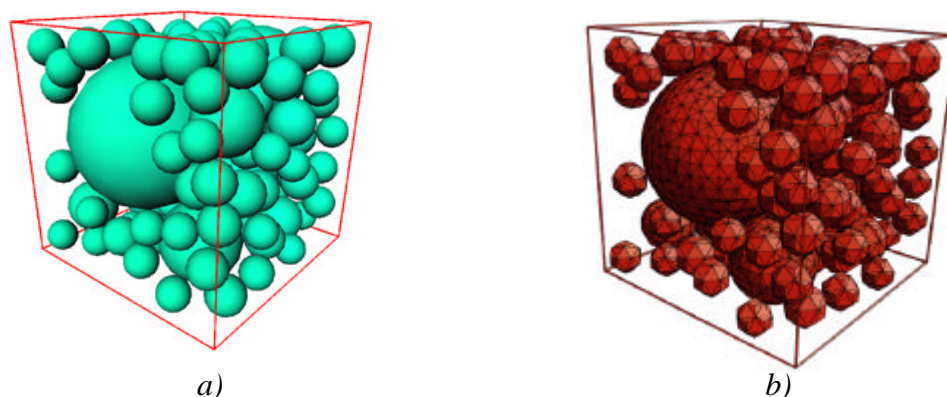


Figure 12: Simulation tridimensionnelle de la structure granulaire d'un béton (d'après Guidoum (1994)), a) grains et b) maillage tridimensionnel.

Les composants du béton eux-mêmes présentent une étendue granulométrique répartie sur 8 ordres de grandeur comme l'illustre la Figure 13 ci-dessous sur laquelle on a reporté les tailles de grains dans les matériaux cimentaires, de la pâte de ciment, en passant par les BPR (Bétons de Poudres Réactives), les pâtes de ciment à très haute résistance (DSP: Densified Cement/Ultrafine Particle-Based Materials, MDF: Macro-Defect-Free cement pastes), les mortiers, jusqu'aux bétons de structure et bétons de barrages.

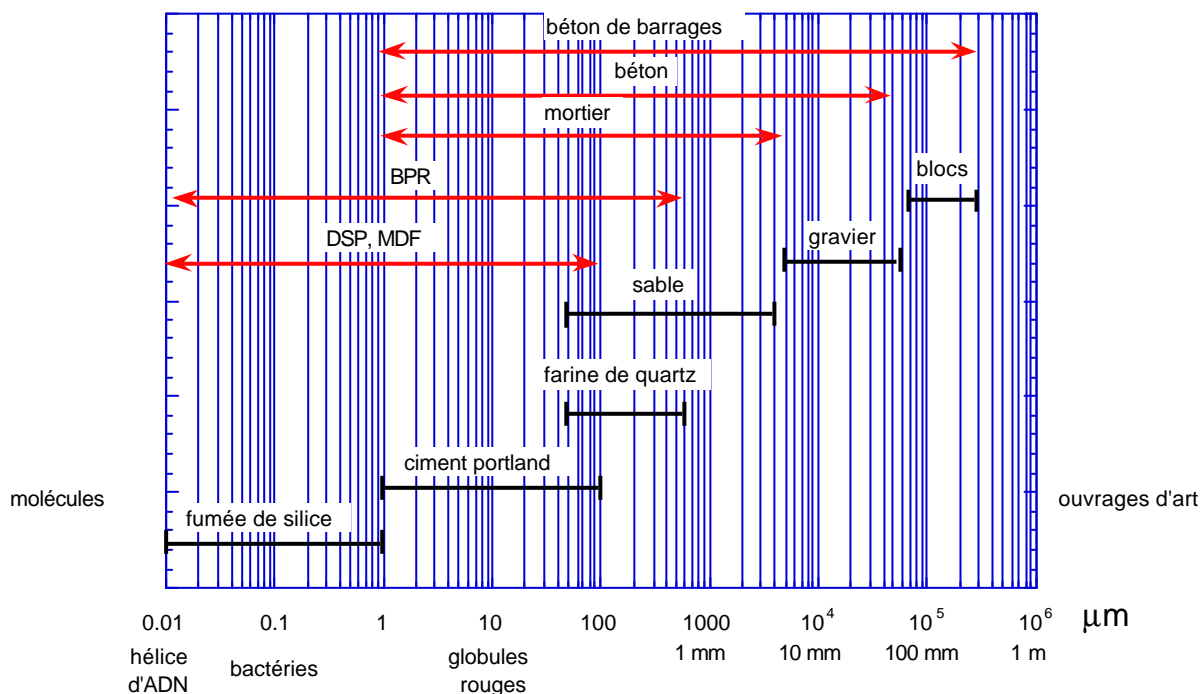


Figure 13: Entre molécules et ouvrages d'art, étendue de taille des grains des composites granulaires à matrice cimentaire.

La matrice de pâte de ciment durcie présente une structure poreuse complexe tridimensionnelle liée au mode de fabrication du matériau (composition, mise en place,

compactage, traitements de cure) dont les tailles des pores varient du nanomètre au cm (bulles d'air). La Figure 14 ci-dessous représente l'échelle des tailles des différents composants de la microstructure d'un béton.

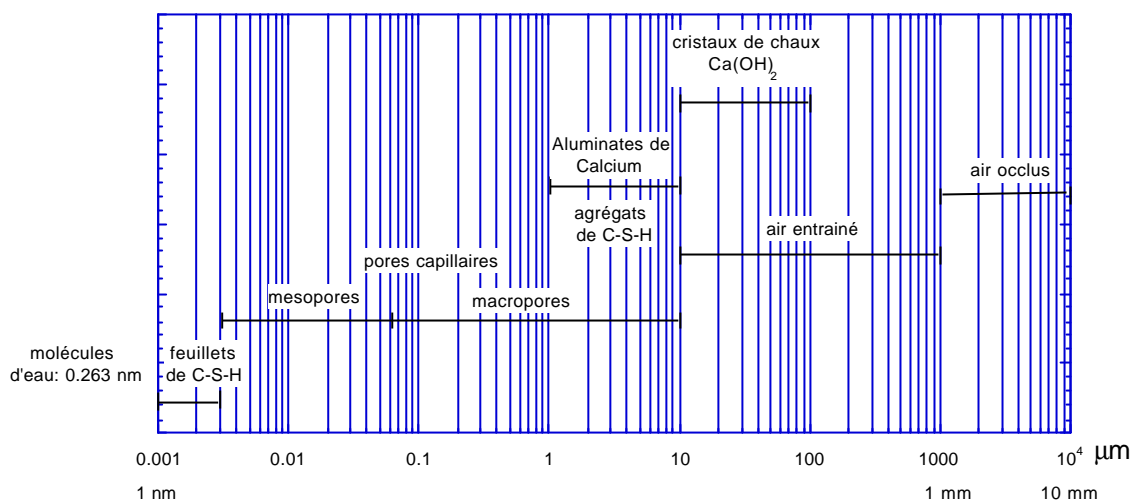


Figure 14: Echelle des tailles des composants de la pâte de ciment durcie.

Chaque inclusion s'accompagne d'une zone de transition (ou auréole de transition) dont les propriétés peuvent s'éloigner sensiblement de celles de la matrice, particulièrement si la pâte de ciment est de qualité moyenne voire mauvaise (excès d'eau). Cette zone est caractérisée d'une part par une forte porosité et d'autre part par une orientation préférentielle des cristaux de chaux Ca(OH)_2 qui tendent à s'aligner parallèlement à l'interface. Dans les bétons à haute résistance, l'adjonction de fumée de silice romps cette orientation préférentielle et augmente considérablement l'adhérence de la pâte de ciment sur les grains, Wang (1987). A l'extrême, on peut se demander si de la pâte de ciment durcie est réellement présente dans la structure des bétons et mortiers ou si l'essentiel du liant n'est pas plutôt dans certain cas, formé quasi-uniquement d'interfaces. C'est le point de vue adopté par Wittmann et al. (1993) pour expliquer l'augmentation brutale de la perméabilité au gaz carbonique de mortiers constatée par Houst (1992) quand la teneur en granulats dépasse un certain seuil. Les interfaces deviendraient dans ce cas prépondérants dans la structure poreuse et constitueraient des chemins d'accès préférentiels pour la diffusion.

Dès le début du processus d'hydratation, des efforts internes sont induits par les propriétés mécaniques différentes des granulats et de la matrice en cours de durcissement. Ces efforts internes favorisent l'apparition de ruptures internes que l'on peut qualifier de fissures. Ainsi, on peut affirmer que les fissures font partie intégrante de la structure interne des matériaux cimentaires au même titre que les inclusions de toute sorte ou la porosité. Le processus de durcissement induit dans la structure du béton un état de sollicitation complexe lié aux déformations de la pâte de ciment empêchées par les grains inertes. Cet état est influencé par la viscoélasticité de la matrice qui permet de relaxer progressivement les contraintes internes.

L'analyse porométrique d'un matériau cimentaire donne un résultat global. Ce résultat comprend tous les types de porosité, y compris les fissures. Toutefois, de manière formelle, on peut distinguer entre pores et fissures de la manière suivante:

- les pores sont directement liés aux mécanismes d'adsorption de l'eau et de formation de la structure de la matrice lors des réactions chimiques du processus d'hydratation, sans ruptures;
- les fissures sont des ruptures locales générées par les efforts internes élevés survenant dans la structure du matériau au cours de l'hydratation ou sous l'action de sollicitations de tous ordres.

Suivant le type d'élément constructif, les défauts ou fissures produits lors du durcissement peuvent avoir des tailles très variables allant du micron au m dans le cas de barrages ou d'éléments massifs. Il est possible de faire une distinction entre les différentes échelles d'observation et d'analyse du matériau. Selon Wittmann (1983a), on peut distinguer pour un matériau hétérogène (three-level approach):

- le microniveau; niveau de la structure des composants individuels - pâte de ciment, grains,
- le mesoniveau; niveau du matériau hétérogène, où les propriétés des interfaces interviennent;
- le macroniveau: niveau du composite traité comme matériau homogène.

Cette définition a le mérite de laisser une totale liberté quant aux dimensions absolues auxquelles on se réfère. Il est en effet assez absurde d'attribuer une limite absolue de taille aux microfissures, connaissant l'étendue des tailles des composants des bétons. Ainsi, à l'échelle d'un barrage, une «microfissure» pourra avoir une dimension caractéristique de l'ordre du cm ou du décimètre alors que pour la pâte de ciment, on parlera de microfissures pour des tailles de l'ordre du mm ou inférieures.

Rossi et Toutlemonde (1996) définissent la distinction entre micro et macrofissures essentiellement sur la base du volume de l'éprouvette considérée. Selon ces auteurs une microfissure est très petite par rapport au volume de l'éprouvette alors qu'une macrofissure a une taille non négligeable par rapport à ce volume et est plus grande que le grain le plus grand.

Contrairement à ces auteurs, Il nous apparaît que la notion de micro ou macro fissure doit être liée directement à la microstructure du matériau, sans relation avec le volume de l'élément considéré. Dans ce qui suit, on définira une microfissure comme une fissure présente dans la structure du matériau au mesoniveau ou au microniveau (selon la terminologie de Wittmann). Une macrofissure est définie comme une discontinuité dans la structure du matériau, au macroniveau. Elle résulte de la propagation et de la coalescence de microfissures. Les fissures, au micro ou au macro niveau ne transmettent pas d'efforts (vecteur contrainte nul).

Tout comme les pores, les microfissures sont plus ou moins remplies de solution interstitielle de pH élevé. Des phénomènes de transport peuvent intervenir à la suite de la création ou de la propagation de microfissures internes. Ces phénomènes pourraient être en rapport avec les micro-mécanismes du fluage des matériaux cimentaires, Rossi (1989), (1990).

Un cas particulier de fissures préexistantes est celui des défauts se produisant à l'interface des granulats à cause du ressuage, par des phénomènes de sédimentation (formation de ménisques sous les granulats) dans le béton frais présentant un excédent d'eau. Il ne s'agit pas à proprement parler de fissures au sens de ruptures locales de la matière mais plutôt d'amorces de fissures localisées dans des directions préférentielles, le long des interfaces matrice-grains, perpendiculairement à la direction de coulage.

3.3 Phénomènes associés à la rupture du béton

3.3.1 Généralités

Les principaux faits expérimentaux caractéristiques de la rupture des composites granulaires de type béton de ciment sont:

- le développement d'un endommagement du matériau avant le pic de résistance apparente;
- les effets d'échelle;
- les déformations irréversibles observées en chargement cyclique.

3.3.2 Croissance de fissures

La croissance de fissures dans le béton et les matériaux à matrice cimentaire est caractérisée par le développement d'une zone de processus de rupture (FPZ – Fracture Process Zone) appelée encore zone d'endommagement, de taille non-négligeable, et qui précède l'apparition d'une macrofissure.

Cette zone d'endommagement (FPZ) est directement liée aux processus de rupture au niveau micromécanique. Elle est caractérisée par la présence de microfissures à différents stades d'activité. Sa taille est liée aux constituants du matériau (granulats, fibres) et aux conditions aux limites du système étudié. D'un point de vue énergétique cette zone est associée à une dissipation d'énergie élevée due à la multiplication des surfaces de rupture. Cette dissipation d'énergie croît en même temps que la zone d'endommagement et finit, dans le cas d'éprouvettes de grande taille, par atteindre un régime constant de dissipation.

La forme et la distribution des fissures et microfissures préexistantes, en cours de propagation ou nouvellement initiées jouent un rôle fondamental dans la compréhension des phénomènes liés à la rupture des composites cimentaires. De nombreux travaux ont été consacrés à leur observation, directe ou indirecte sous une multitude de sollicitations différentes.

La micro fissuration dans les bétons a fait l'objet de rapports de synthèse par Slate et Hover (1983) et plus récemment par le comité RILEM TC-122-MLC: "State of the art report on micro-cracking and lifetime of concrete – part 1 and part 2" Bascoul (1996), Damgaard Jensen et al. (1996).

Dans ce qui suit, on décrira de manière plus détaillée certaines études marquantes dont les résultats se recoupent. Il ne s'agit toutefois en aucun cas d'un inventaire exhaustif de tous les travaux entrepris sur la croissance des fissures dans les composites cimentaires. L'objectif est

plutôt de distinguer les phénomènes bien établis expérimentalement et pouvant servir de base à la modélisation.

Le comportement non-linéaire du béton à la rupture a été mis en évidence par de nombreux auteurs déjà dans les années 30. Les premières mesures d'émissions acoustiques effectuées par l'Hermitte puis Rüsch (1960) ont montré l'existence d'un seuil d'apparition d'événements acoustiques corrélé avec le seuil de non-linéarité.

Dans les années 60, un effort considérable a été entrepris afin de déterminer de manière plus précise le seuil de non-linéarité du béton et de relier ce seuil à des observations microstructurelles.

Kaplan (1963), à partir de mesures de déformations locales sur des bétons de compositions différentes, dans différents cas de sollicitations (traction, traction transversale, compression, flexion, fatigue), a mis en évidence un seuil de non linéarité en termes de déformation avec une excellente corrélation entre les différents types d'essais. Ce seuil de non linéarité est notablement plus bas que le seuil de rupture. Selon les résultats de Kaplan, la granulométrie joue un rôle important sur la déformation au seuil de non-linéarité; plus le volume de granulats grossiers est élevé, plus faible est cette déformation. Un volume plus élevé de granulats grossiers a donc tendance à anticiper la propagation des microfissures ce qui s'explique par le fait que les interfaces des granulats les plus grossiers sont plus faibles que ceux des granulats plus fins. A l'inverse, selon Kaplan, la déformation à la rupture n'est que peu influencée par les paramètres de composition (rapport eau/ciment, granularité) alors que la contrainte maximale l'est. Enfin, Kaplan a observé que la résistance et la déformation de rupture en traction uniaxiale étaient notablement plus faibles que la résistance et la déformation de rupture en flexion, sans toutefois l'expliquer.

Sur le plan des observations de microstructures, les années 60 ont été marquées par les travaux entrepris à l'Université Cornell visant à caractériser au niveau de la structure hétérogène du béton les mécanismes de rupture, essentiellement en compression. La technique d'observation retenue consiste à observer d'une part par radiographie et d'autre part par examen au microscope optique après imprégnation, des tranches prélevées dans des éprouvettes de béton soumises à différentes sollicitations, Slate et Olsefski (1963). Selon les auteurs, des essais comparatifs ont permis de montrer qu'une procédure de sciage suffisamment soignée permettait d'éviter d'introduire des microfissures supplémentaires dans le matériau à étudier. Les mesures montrent que le béton soumis à des sollicitations de retrait (séchage ou carbonatation) présente dans sa structure des microfissures multiples essentiellement concentrées aux interfaces grains matrice et plus particulièrement autour des gros grains. Hsu, Slate, Sturmann, Winter (1963), ont étudié la croissance des fissures dans des bétons soumis à une compression uniaxiale, à différents niveaux de sollicitation, en régime quasi-statique. Par l'examen au microscope de tranches de béton sciées et imprégnées de colorant, ils ont mis en évidence 2 mécanismes distincts du développement de la fissuration interne. Un mécanisme de propagation de microfissures d'interfaces grain-matrice et un mécanisme de propagation de microfissures dans le mortier enrobant les grains les plus grossiers. A partir de 30 % du seuil de rupture le premier mécanisme s'active. A environ 70 à 90 % du seuil de rupture, le deuxième mécanismes devient prépondérant pour aboutir au voisinage du pic de résistance à un réseau de fissures interconnectées.

Suivant les mêmes méthodes, Carasquillo, Slate et Nilson (1981) ont comparé le développement de la fissuration dans un béton normal et un béton à haute résistance en

compression. Ils ont constaté que les bétons à haute résistance présentent globalement, au même niveau de sollicitation, une microfissuration beaucoup moins développée que les bétons normaux. Par ailleurs, les mécanismes de fissuration sont différents. Le béton à haute résistance se comporte pratiquement comme un matériau homogène. Le seuil de formation d'un réseau interconnecté de microfissures est plus élevé (environ 90 % du seuil de rupture) que dans un béton normal (environ 70 % du seuil de rupture). Les auteurs en concluent que la résistance limite sous force constante du béton à haute résistance doit être plus élevée que celle du béton normal (environ 70 % pour un temps quasi infini selon Rüsçh (1960)).

Le développement de la modélisation de la rupture du béton a entraîné, à partir des années 70 une multiplication des tentatives de caractérisation expérimentale des phénomènes de rupture dans les composites à matrice cimentaire et plus particulièrement sous sollicitations de traction ou flexion. La plupart de ces mesures ont été effectuées en surface avec quelques exceptions.

Mindess et Diamond (1980), (1982), ont observé au moyen d'un microscope électronique à balayage la croissance de fissures en surface, dans une éprouvette de type CT de petite taille (24 x 32 x 13 mm) en micromortier (D_{\max} des grains $\cong 300 \mu\text{m}$). Les dimensions réduites du système expérimental et de l'éprouvette permettaient d'appliquer une sollicitation (déplacement imposé) à l'intérieur du microscope électronique. Les mesures effectuées montrent l'interaction de la fissuration avec la microstructure du matériau. D'une part, on retrouve des microfissures d'interface autour des granulats sur l'éprouvette vierge. D'autre part, la propagation des fissures suit un cheminement complexe avec des phénomènes de branchement et une tendance à suivre les interfaces. Selon les auteurs, il n'est pas possible de détecter de pointes de fissure clairement définies mais on observe des discontinuités dans le cheminement apparent des fissures (disparition puis réapparition). L'examen détaillé des zones microfissurées montre très localement une multifissuration marquée. Cet effet pourrait être du à la procédure expérimentale de polissage des éprouvettes destiné à faire ressortir les grains au microscope.

Van Mier (1990), (1991), a mis en évidence l'aspect discontinu, tridimensionnel de la zone de rupture dans des éprouvettes de béton entaillées unilatéralement, soumises à la traction. La technique utilisée consiste à imposer une sollicitation à l'éprouvette (déplacement imposé) puis à ramener la force à zéro. On fixe ensuite un cadre rigide entre les plateaux sur lesquels l'éprouvette est collée de manière à figer son état de déformation. L'éprouvette ainsi immobilisée est imprégnée d'une résine époxy puis sciée en tranches selon son épaisseur. La surface des tranches est examinée en lumière UV pour révéler les discontinuités. Cette méthode à l'avantage de distinguer les défauts éventuels liés au sciage par le fait qu'ils ne sont pas imprégnés.

Les mesures effectuées montrent que la propagation de fissures dans les composites cimentaires (bétons et mortiers) est un processus tridimensionnel qui débute en surface et progresse vers l'intérieur de l'éprouvette en laissant des ponts de matière intacts à l'intérieur bien qu'une fissure continue soit visible sur la surface extérieure. Ces mesures permettent de séparer le processus de rupture du béton en 3 étapes principales:

1. croissance de fissures isolées autour des granulats les plus grossiers;
2. croissance d'une structure continue de macrofissures avec phénomènes d'évitement de têtes de fissures au voisinage de grains ("crack interface grain bridging");
3. rupture des ponts de matière restant au droit des "crack face bridges"

La Figure 15 ci-dessous montre le développement d'un phénomène de crack-face bridging dans un béton de Lytag sollicité en traction uniaxiale (d'après Van Mier (1997)).

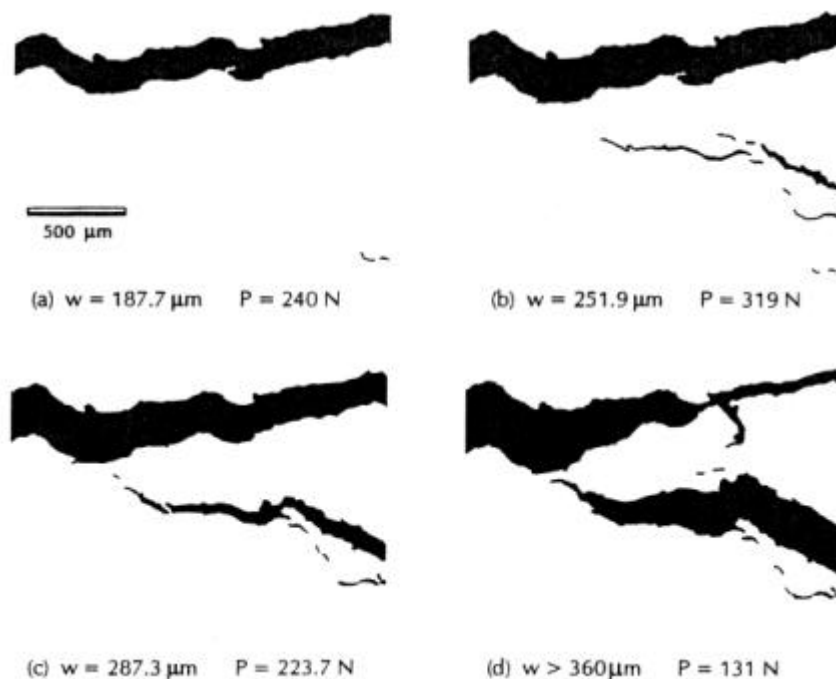


Figure 15: Phénomène de "interface crack face bridging" dans un béton de Lytag soumis à la traction uniaxiale avec une entaille unilatérale, d'après Van Mier (1997).

La rupture de "crack face bridges" tridimensionnels peut se traduire par la présence sur les surfaces de rupture, d'écaillés comme illustré par la Figure 16 ci-dessous:

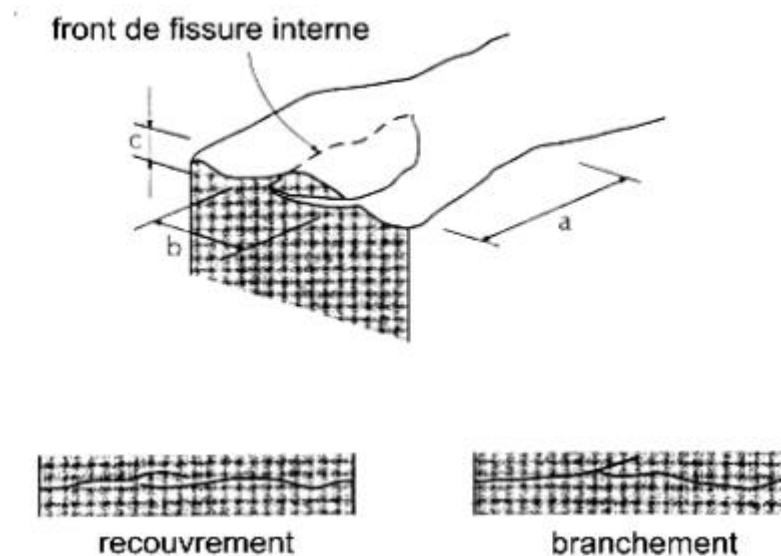


Figure 16: Ecaillés sur la surface de rupture comme résidus du phénomène de crack-face bridging. D'après Van Mier (1997).

Ce phénomène a été observé expérimentalement sur une éprouvette de fendage par coin en béton 0/8 mm, Denarié (2000), comme illustré par la Figure 17 ci-dessous; a) vue d'ensemble de la surface de rupture et b) détail. L'écaille de béton qui est encore solidaire du reste de l'éprouvette représente environ 25 % de la surface totale de rupture (largeur de l'éprouvette: 97 mm, hauteur du ligament rompu: 85 mm).

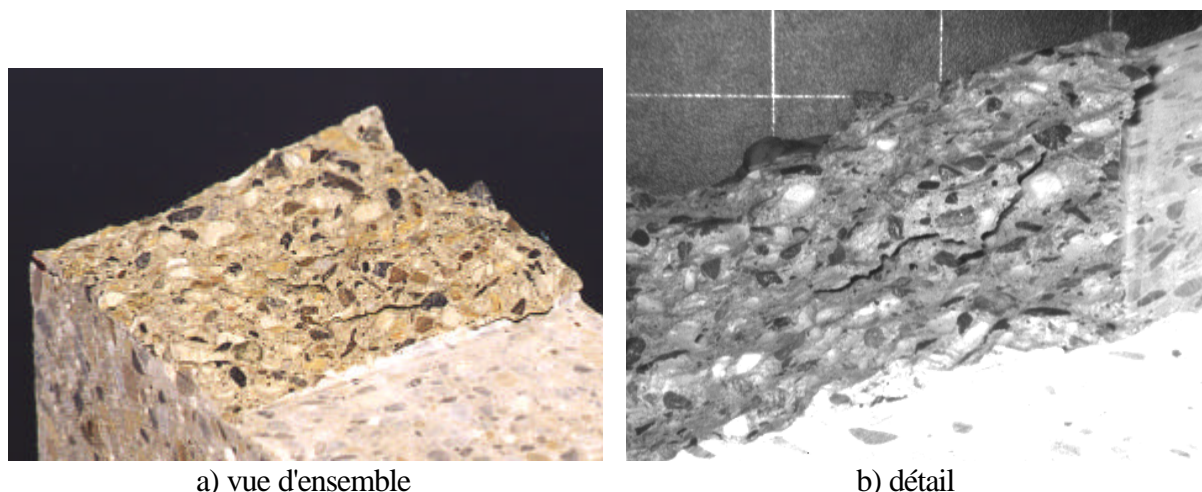


Figure 17: Phénomène d'écaillage sur la surface de rupture après essai d'une éprouvette de fendage par coin en béton 0/8 mm, Denarié (2000).

En résumé, d'après Van Mier (1997), la croissance de fissures dans le béton est un processus tridimensionnel qui peut être représenté par la Figure 18 ci-dessous. On distingue les ponts de matière le long du ligament. La trace du plan de rupture sur les faces extérieures indique une fissuration continue. Pourtant, les ponts de matière intacts, invisibles de l'extérieur transmettent encore des efforts de part et d'autre du plan de rupture.

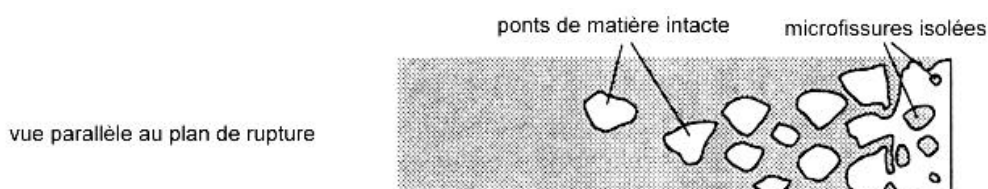


Figure 18: Zone d'endommagement dans un béton (adapté d'après Van Mier (1997)).

Les résultats obtenus par Van Mier sur les mécanismes de croissance de fissures dans les bétons vont dans le même sens que beaucoup de mesures basées sur des observations au microscope électronique à balayage (MEB).

La technique de réplique, développée par Ollivier (1985) consiste à prendre une empreinte de la surface de l'éprouvette dans la zone de rupture, et à examiner cette empreinte à l'aide d'un MEB. Cette technique a été appliquée à de nombreux cas de sollicitations du béton, Maso (1993), Bascoul, Detrich, Ollivier, Turatzinse (1987), y compris à la caractérisation de l'état de micro fissuration du matériau vierge, Ringot, Ollivier, Maso (1987).

Turatzinse (1992) a étudié avec cette technique le comportement de bétons soumis à une rampe de déplacement en flexion. Il a montré comme Van Mier, que la croissance des fissures dans le béton était caractérisée par la propagation de microfissures en avant de la fissure principale ("processus de téléfissuration"). Les ponts de matière restants permettent une transmission d'efforts au travers du plan de rupture. Aucune zone à haute densité de

microfissures n'est visible sur ses clichés. Par contre, ses mesures de faciès de fissures à différentes profondeurs montrent, comme celles de Van Mier que la propagation des fissures est un processus tridimensionnel. Il a également montré que la technique d'imprégnation des surfaces de ruptures qui révèle des plans de rupture progressant plus rapidement à l'extérieur qu'à l'intérieur des éprouvettes (formes en fer à cheval) était douteuse. Selon ses essais, la forme du front d'imprégnation dépend fortement de la manière de procéder (imprégnation par 3 cotés: faces latérales et front de fissure ou par 1 cotés: seulement front de fissure).

Plus récemment, Toumi (1998) a caractérisé par la méthode de réplique le processus de rupture dans des bétons sollicités en fatigue. Contrairement au cas du régime de sollicitation monotone, il ne semble pas y avoir de différences marquées entre la propagation en surface et dans le volume de l'éprouvette. De plus, les faciès de fissuration sont nettement plus complexes que dans le cas de sollicitation monotone, avec une fissuration plus diffuse et plus de phénomènes de branchement dans le cas de la fatigue.

Steiger et al. (1995) ont observé la croissance de fissures sur de petites éprouvettes de fendage par coin en mortier de ciment placées dans un microscope environnemental. Les images obtenues révèlent la propagation d'une microfissure en fond d'entaille avant pic, ainsi que des phénomènes de branchement et d'évitement de fissures après pic, qui s'apparentent au mécanisme de "crack-face bridging" selon Van Mier (1997). On ne distingue sur aucune image de nuage de microfissures. Ces observations sont recoupées par celles de Sunderland et al. (1995) effectuées sur des plaques minces de type CT en béton (D_{max} : 32 mm, épaisseur de la plaque: 5 mm) observées sous un microscope confocal. Une cartographie systématique a montré que: 1. la densité de microfissures préexistantes était faible; 2. seules les microfissures situées à proximité de la trajectoire de la fissure principale sont activées au passage de cette dernière; 3. la trajectoire de fissure suit les interfaces de grains les plus grossiers.

Le développement de zones d'endommagement (FPZ) a également été observé de manière globale sous la forme de l'évolution du champ des déformations sur la surface d'une éprouvette. Regnault et Brühwiler (1990) ont déterminé par Holographie interférométrique le champ des déformations dans la zone de rupture d'une éprouvette de fendage par coin à différents stades de la propagation de fissure. Ces auteurs ont pu mettre en évidence une zone elliptique au voisinage immédiat de la pointe de fissure, présentant des déformations largement supérieures à la déformation de rupture en traction du béton. Raiss, Dougill et Newman (1990) ont observé par interférométrie Moiré le développement de la Fracture Process Zone (FPZ) dans des éprouvettes en béton, cintrées mais non entaillées, soumises à la traction uniaxiale (contrôle de déplacement mesuré sur l'éprouvette). La Figure 19 ci-dessous montre les déformations dans la zone de rupture, à différentes étapes de la croissance de la FPZ.

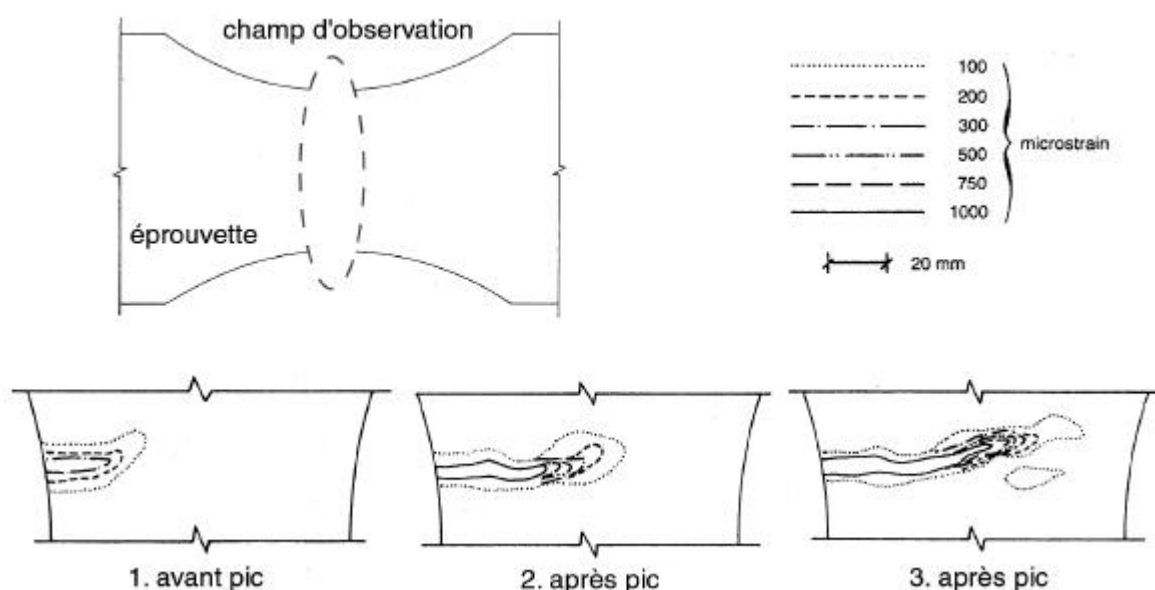


Figure 19: Cartes de déformations dans la zone d'endommagement d'une éprouvette de traction uniaxiale. D'après Raiss, Dougill et Newman (1990).

On constate la progression unilatérale d'une zone d'endommagement avec des valeurs de déformations très élevées (de l'ordre de 200 à 1000 $\mu\epsilon$). Cette zone reste relativement étroite, de l'ordre de 10 mm de large. Cette largeur correspond au diamètre maximum des granulats employée (10 mm). La localisation de phénomènes de rupture débute avant le pic. Selon les auteurs, sur la base d'une grande série d'essais, il est fréquent que plusieurs zones de grandes déformations se développent simultanément, avant pic. Le passage du pic correspond à la localisation de la rupture dans une unique zone. Le mécanisme de croissance de fissures observé montre que la réponse en termes de force-déplacement d'un essai de traction uniaxiale n'est pas une propriété de matériau mais plutôt le résultat de phénomènes complexes initiés au niveau de la microstructure et largement influencés par les conditions aux limites de l'essai.

Ces conclusions rejoignent les résultats de Van Mier (1997) qui a montré l'influence des conditions d'appui (rotation libre ou empêchée) sur la réponse d'une éprouvette en béton soumise à la traction uniaxiale comme illustré par la Figure 20 ci-dessous.

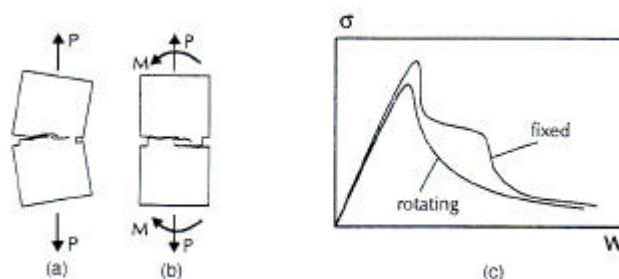


Figure 20: Influence des conditions d'appui sur les résultats d'essais de traction uniaxiale: a) rotation libre, b) rotation empêchée, c) diagrammes force –déplacement correspondants.

La mesure des émissions acoustiques est l'une des plus anciennes techniques appliquées au béton pour mettre en évidence l'activité de microfissures. La localisation de l'origine des événements a permis à de nombreux auteurs de déterminer des cartes assez détaillées illustrant la progression de la microfissuration dans le béton, Mihashi, Nomura (1996). Toutefois, on notera que la représentation sur une surface plane de l'ensemble des événements acoustiques survenant en volume, dans l'éprouvette, peut induire en erreur sur l'étendue réelle de la zone endommagée.

Terrien (1980) puis Rossi et al. (1989) ont montré qu'il était possible de tirer parti des spectres amplitude-fréquence des émissions acoustiques pour séparer les événements associée en 2 familles: spectres "bas" (raies principales entre 30 et 50 kHz) liés à la propagation de microfissures d'interfaces et spectre moyens à élevés (raies principales vers 200 à 300 kHz) pour les fissures se propageant dans le mortier.

Enfin, récemment, certains auteurs ont mis en oeuvre des méthodes de traitement des signaux des émissions acoustiques (analyse quantitative tridimensionnelle) visant à retrouver la direction et le mode de propagation des fissures. Sur l'ensemble des événements acoustiques enregistrés au cours d'un essai, seul un petit nombre (environ 25 %) ont une énergie suffisante pour permettre ce traitement particulier. Les résultats obtenus par cette analyse inverse doivent donc être pris avec précautions. Ainsi, selon Landis et Shah (1993), en appliquant cette méthode à des éprouvettes de mortier en flexion 4 points on constate que la totalité des événements acoustiques traités s'apparentent à la propagation de microfissures en mode II de rupture (cisaillement plan). Ohtsu, Mumwam et Rossmanith (1999) ont appliqué une méthode similaire à des poutres en béton et mortier soumises à de la flexion. Les poutres sont entaillées de 2 manières différentes: entaille à mi-portée et entaille décentrée pour favoriser l'apparition de mécanismes de cisaillement. Les modes de rupture sont déterminés à partir d'une approche de type LEFM (facteurs d'intensité de contrainte calculés à partir des informations issues des émissions acoustiques). Pour les poutres avec entailles centrées, le mode de rupture I domine du début à la fin de l'essai, Pour les poutres avec entailles excentrées, le mode I domine au début de l'essai, puis les modes I et II ont des activités équivalentes.

3.3.3 Effets d'engrènement

La propagation de fissures dans les composites granulaires tels que le béton peut provoquer, selon le mode de sollicitation, des phénomènes d'engrènement le long des plans de rupture.

Walraven (1986) a montré que cet effet était prépondérant pour expliquer la résistance du béton au cisaillement le long de plans de rupture soumis à une pression de confinement.

Par ailleurs, des essais cycliques suivant l'enveloppe de rupture tels que ceux illustrés par la Figure 21 ci-dessous font apparaître des déformations irréversibles accompagnant la propagation des fissures. Ces déformations sont dues à des effets d'engrènement à la décharge qui se traduisent par un empêchement géométrique de ramener les surfaces de rupture au contact.

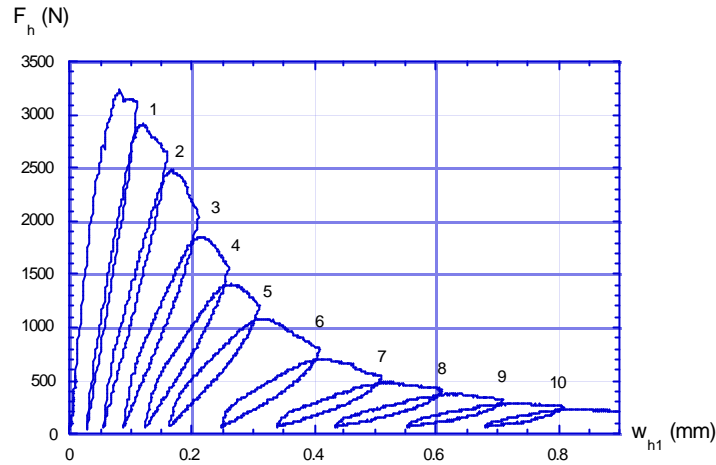


Figure 21: Comportement du béton lors de cycles suivant l'enveloppe de rupture. Essai de fendage par coin sur du béton 0/8 mm âgé de 146 jours, Denarié (2000). Force horizontale de fendage en fonction du déplacement associé w_{h1} .

Les effets d'engrènements sont actifs à la décharge. Par contre, en mode d'ouverture de fissure ils ne peuvent contribuer de manière notable à assurer la transmission d'efforts importants entre les faces de plans de rupture, comme c'est le cas avec des fibres.

3.3.4 Effet d'échelle sur les propriétés apparentes

Kaplan (1960) a montré expérimentalement que la résistance apparente à la flexion des bétons était notablement plus élevée que leur résistance à la traction uniaxiale. Le facteur de proportionnalité est proche de 2 pour des éprouvettes de taille usuelle. Par la suite, tous les essais avec des éprouvettes de taille variable ont montré, pour un matériau donné, que ce rapport décroît quand la taille de l'éprouvette augmente pour tendre vers 1 pour des éprouvettes de grande taille. Bazant et Planas (1998) citent une campagne d'essais extensifs, avec différents types d'éprouvettes de tailles variables. Les résultats de ces essais ont été classés sous la forme de diagrammes tels que celui présenté dans la Figure 22 ci-dessous. En abscisse, on reporte le rapport D/D_0 de la dimension caractéristique de l'éprouvette sur celle du matériau et en ordonnée le rapport de la résistance apparente en flexion σ_N sur la résistance à la traction uniaxiale f_t , pondérée par un coefficient B constant. L'intérêt de cette représentation est qu'elle fait apparaître une loi d'échelle commune à tous les types d'essais. La forme de cette loi est donnée par une équation du type

$$\sigma_N = \frac{Bf_t}{\sqrt{1 + D/D_0}} \quad (3)$$

Pour $D \leq D_0$, on trouve une asymptote donnée par : $\sigma_N = Bf_t$ (4)

Pour $D > D_0$, on trouve une asymptote donnée par : $\sigma_N = \frac{Bf_t}{\sqrt{D/D_0}}$ (5)

Cette dernière équation correspond au cas de la mécanique linéaire élastique de la rupture (LEFM)

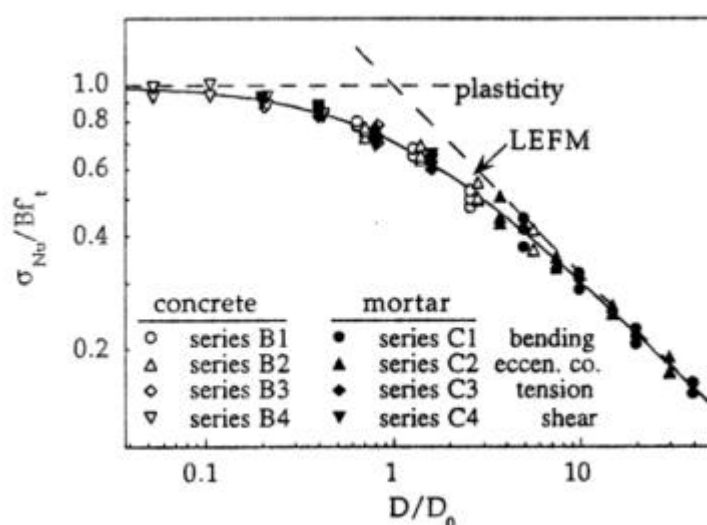


Figure 22: Effet d'échelle sur la résistance apparente d'éprouvettes de béton. D'après Bažant et Planas (1998).

L'énergie spécifique de rupture apparente G_F est calculée comme le rapport du travail total fourni pour rompre une éprouvette en 2 parties, divisé par l'aire projetée de la section rompue. Cette grandeur est également influencée par la taille des éprouvettes. Pour des tailles croissantes, G_F augmente et tend vers une limite supérieure, Brühwiler (1988), Trunk et Wittmann (1998).

L'effet d'échelle observé sur les propriétés apparentes de résistance (contraintes et énergies) des composites cimentaires est directement lié à la présence de la zone microfissurée (FPZ) qui caractérise la rupture de ces matériaux. La relation entre la taille de cette zone d'endommagement et la gamme de tailles de la section de rupture détermine l'ampleur de l'effet d'échelle.

Huet (1999a) a montré que les lois d'échelle de Bažant pouvaient se justifier théoriquement par l'effet d'un ensemble de microfissures sur les propriétés apparentes de résistance. Pour des microfissures sans interaction, on retrouve les 2 asymptotes données par les équations (4) et (5). En cas d'interaction entre les microfissures, on retrouve l'équation générale (3). Cette démonstration est fondée sur la thermodynamique de la rupture de matériaux linéaires élastiques multifissurés.

3.3.5 Influence de l'histoire de sollicitation

Rüsch (1960) a été le premier à mettre en évidence la baisse de résistance apparente à la compression du béton en fonction de la durée de sollicitation imposée (fatigue statique).

La Figure 23 ci-dessous illustre ces résultats. On constate qu'il semble exister une limite inférieure en dessous de laquelle la rupture ne peut être obtenue, même pour un temps infiniment long, en compression.

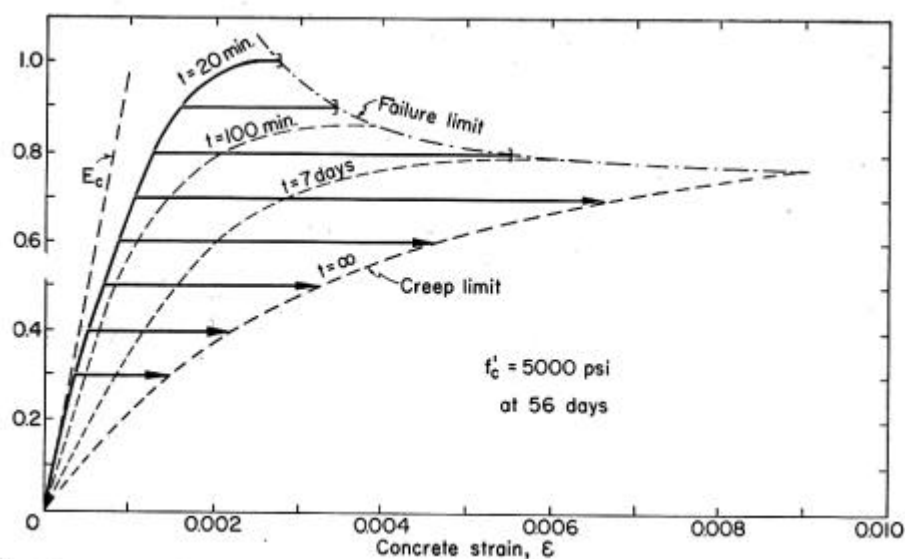


Figure 23: Courbes de Rüsch (1960). Déformation maximale et temps de rupture en fonction du niveau de sollicitation.

Le même type de réponse sous force constante a été observée en traction et en flexion, Al-Kubaisy et Young (1975), Nishibayashi (1978), Zhou (1992), Reinhardt et Cornelissen (1985). Bien que les conditions d'essais et les matériaux soient différents selon les auteurs (béton ou mortier 0/4 mm), il est intéressant de comparer de manière globale plusieurs séries de résultats sur des éprouvettes dans lesquelles le gradient de contraintes varie (de la traction uniaxiale à la flexion 3 PT). On constate sur la Figure 24 que la tendance générale illustrée par la droite représentant les résultats de Reinhardt et Cornelissen est suivie par les autres résultats.

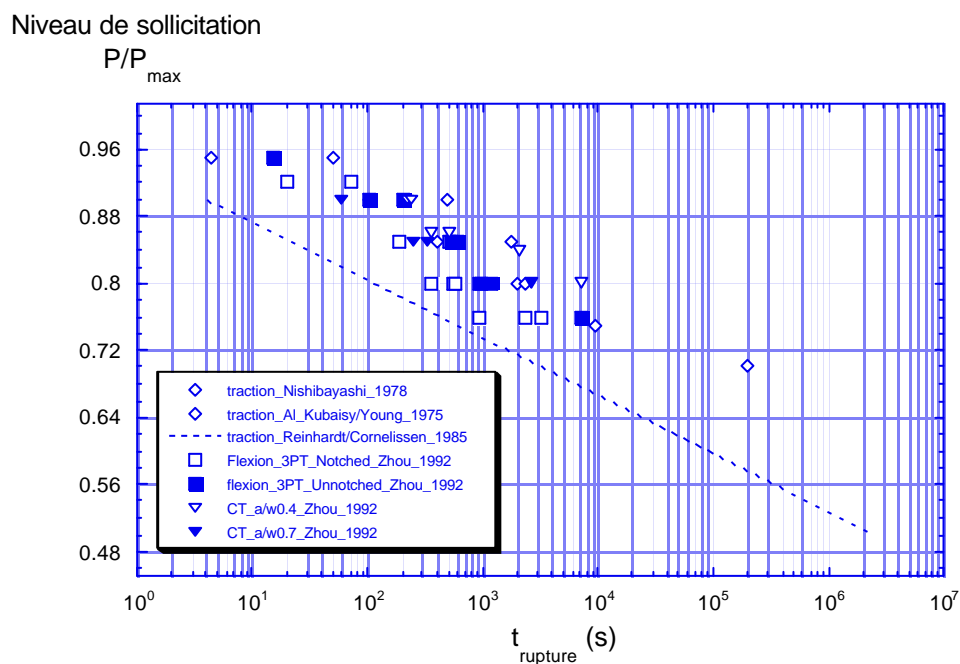


Figure 24: Temps de rupture sous force constante pour différents types d'essais.

On doit souligner que la caractéristique principale de tels essais de fatigue statique est la très grande dispersion des résultats en termes de temps de rupture pour un niveau de

sollicitation supposé. Ceci s'explique par le fait que le niveau de sollicitation réel d'une éprouvette particulière est inaccessible directement. Nishibayashi (1983) puis Reinhardt et al. (1985) ont montré qu'il existait une bien meilleure corrélation entre la vitesse moyenne du fluage secondaire et le temps de rupture.

La diminution de la vitesse de sollicitation influence également le comportement à la rupture en régime monotone, Körmeling (1986), Wittmann et al. (1987), Brühwiler et al. (1987), Zhou (1992), Bažant et Gettu (1992). Tous les résultats de la littérature montrent une diminution de la force maximale quand la vitesse de sollicitation diminue. Par contre, l'évolution de la position du pic varie selon les auteurs et on ne distingue pas d'effets concordants. L'énergie spécifique de rupture apparente G_f est fortement influencée par la vitesse de sollicitation comme le montre la Figure 25 ci-dessous d'après Wittmann et al. (1987) et Brühwiler et al. (1987) (NB: Cube désigne des éprouvettes de fendage par coin)

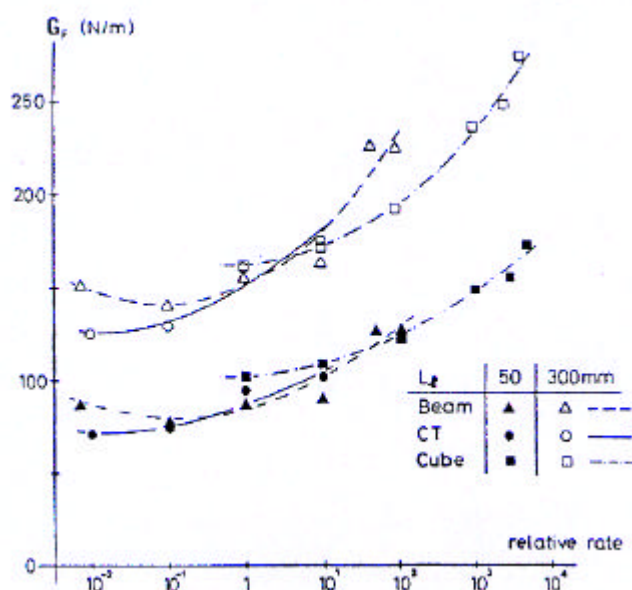


Figure 25: Energie spécifique de rupture apparente G_f en fonction de la vitesse de sollicitation pour différents types d'éprouvettes, d'après Wittmann et al. (1987).

On peut noter la différence nette de comportement entre les éprouvettes de type CT et fendage par coin d'une part et flexion 3 PT d'autre part. En flexion 3 PT, l'énergie spécifique de rupture passe par un minimum quand la vitesse de sollicitation décroît puis augmente de nouveau. Cette singularité de la flexion 3PT par rapport aux autres types d'essais (CT et fendage) pourrait s'expliquer par un effet de fluage lié à la beaucoup plus grande sensibilité de la flexion aux effets du poids propre, particulièrement pour des vitesses de sollicitation très lentes. Ceci illustre la faiblesse de l'énergie spécifique de rupture comme mesure des propriétés du matériau déterminée sur la base de l'ensemble du travail fourni pendant l'essai (aire sous la courbe Force-déplacement). Elle englobe tous les phénomènes dissipatifs intervenant au cours de l'essai, y compris ceux qui ne sont pas directement liés à la croissance de fissures.

Bažant et Gettu (1989), (1992) ont établi un parallèle entre l'influence de la vitesse de sollicitation et l'effet d'échelle sur la résistance apparente en flexion. La Figure 26 ci-dessous présente le résultat obtenu. Dans cette représentation, on constate que plus la vitesse de sollicitation est lente, plus les résultats expérimentaux correspondants se rapprochent d'un comportement type LEFM ou de manière équivalente du comportement d'une éprouvette de

grande taille. Les auteurs en déduisent que la longueur effective de la FPZ diminue avec la diminution de la vitesse de sollicitation.

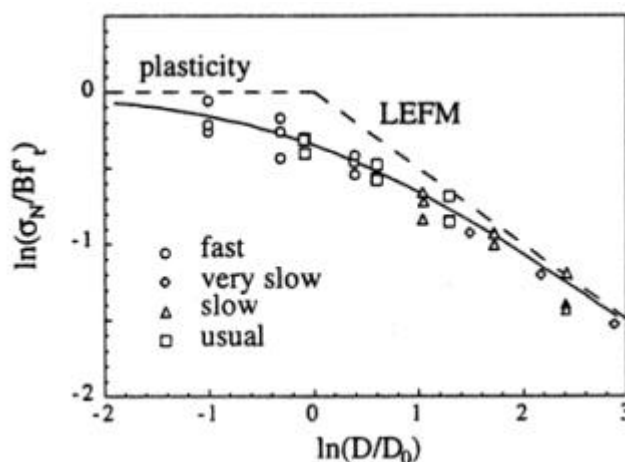


Figure 26: Représentation dans un diagramme caractéristique d'effet d'échelle, des résultats d'essais de rupture en flexion avec différentes vitesses de sollicitation. D'après Bažant et Gettu (1989), (1992).

Bažant Gu et Faber (1995) ont étudié expérimentalement l'effet de changements brusques de la vitesse de sollicitation à différents stades d'essais de rupture sur des poutres de tailles variables. La Figure 27 ci-dessous illustre les résultats obtenus dans 2 cas extrêmes. Face à un changement brutal de vitesse de sollicitation, le système se comporte comme s'il passait sur la courbe enveloppe de rupture correspondant à la nouvelle vitesse imposée. Si la vitesse augmente brutalement, un nouveau pic de résistance se manifeste, le matériau présente un durcissement apparent. Dans le cas contraire, une diminution brusque de la vitesse se traduit par une diminution plus rapide de la force avec un retour progressif sur la branche descendante de la première vitesse imposée. Selon les auteurs, ces effets sont liés à l'influence du temps non seulement sur la résistance à la propagation des fissures mais aussi sur le comportement du matériau en volume (viscoélasticité volumique). Par ailleurs les effets observés lors d'une diminution brusque de la vitesse de sollicitation vont dans le sens d'une relaxation imposée (cas extrême de sollicitation à vitesse nulle), ce qui est cohérent.

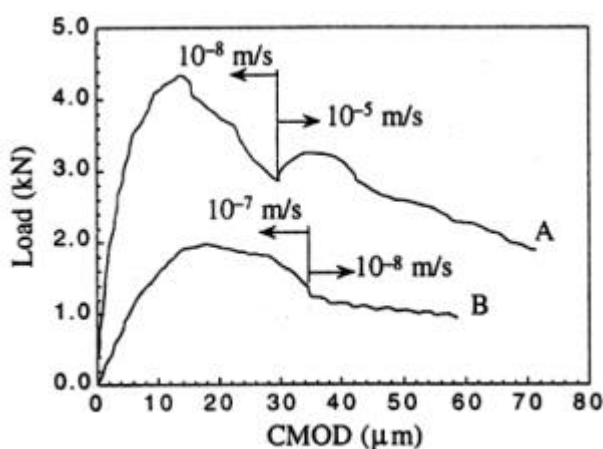


Figure 27: Effet d'un changement brutal de la vitesse de sollicitation sur le comportement à la rupture de poutres en flexion 3 PT. D'après Bažant et al. (1995).

3.4 Viscoélasticité des bétons

3.4.1 Généralités

La viscoélasticité des bétons est le résultat de l'interaction de la pâte de ciment durcie viscoélastique et du squelette granulaire élastique. Deux aspects principaux la caractérisent: l'existence d'un seuil de non-linéarité et le vieillissement ou évolution dans le temps des propriétés viscoélastiques du matériau.

3.4.2 Mécanismes physiques

Les mécanismes physiques à l'origine du comportement viscoélastique des bétons sont actuellement encore controversés. Dans ce qui suit, on se limitera à la description des phénomènes et des modèles associés au fluage de base ou fluage propre (sans séchage).

Le fluage présente 2 types de comportements distincts. Le comportement à court terme (quelques heures) est caractérisé par une évolution simultanée des déformations longitudinales et transversales, Neville (1970). A long terme les déformations transversales se stabilisent et restent constantes, L'Hermitte (1978). Le fluage à long terme est apparemment lié à des redistributions d'efforts internes dans la microstructure de la pâte de ciment durcie, Wittmann (1982). Ce processus peut être décrit par un modèle d'énergie d'activation qui relie la déformation à la température et au niveau de sollicitation imposé, Wittmann (1982). Plus récemment, Bažant et al. (1997a) ont proposé un mécanisme de type dislocations agissant au niveau des nanopores de la pâte de ciment pour expliquer le fluage à long terme par un glissement de feuillets de CSH (Figure 28 ci-dessous).

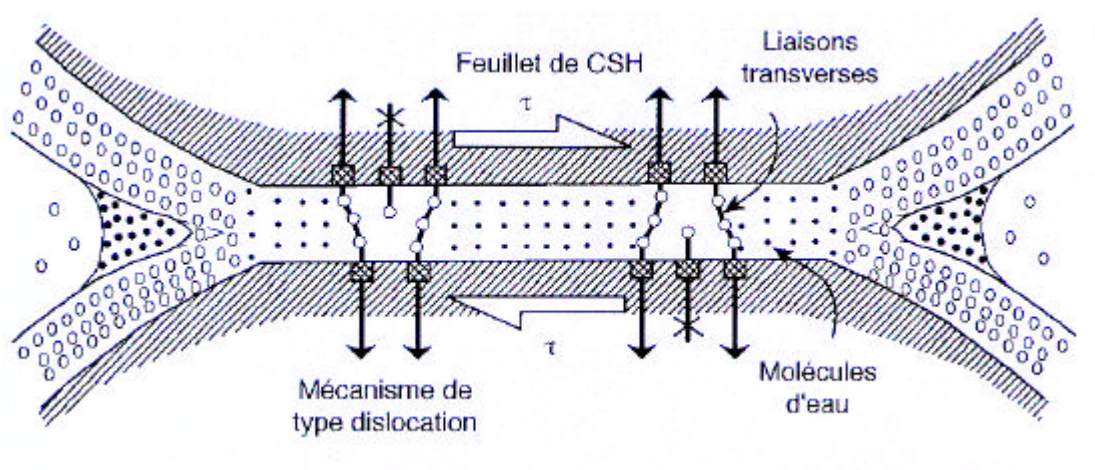


Figure 28: Mécanisme de fluage à long terme – dislocations dans les nanopores, selon Bažant (1997), Figure d'après Ulm et Acker (1999).

Selon Bažant et al. (1989a, b) le vieillissement pourrait s'expliquer par la solidification progressive des produits d'hydratation dans la microstructure de la pâte de ciment. Ce modèle permet de traiter de manière plus simple la modélisation. Toutefois, le développement des produits d'hydratation ne suffit pas à expliquer le comportement à long terme du béton. Une explication supplémentaire pourrait être l'existence de micro-précontraintes existant au niveau de la structure du CSH. Ces tensions seraient produites par les pressions de disjonction liées à

la taille des pores du Xerogel. Elles seraient libérées progressivement par la propagation des dislocations associées au fluage avec pour effet apparent une diminution graduelle de la réponse viscoélastique Bažant et al. (1997a).

On peut remarquer que ces modèles ne sont pas nouveaux. En effet, parmi les explications potentielles du fluage du béton citées par Meyers (1968) on retrouve les phénomènes d'écoulement plastique identiques à ceux intervenant dans les métaux, sous la forme de glissements intra-cristallins.

3.4.3 Influence de la structure hétérogène granulaire du béton

En termes de pourcentage volumique, le squelette granulaire élastique d'un béton normal représente environ 70 à 80 % du volume total du béton et la matrice viscoélastique seulement 20 à 30 %. Les moyens de calcul numérique de matériaux hétérogènes ne permettent pas encore d'aller jusqu'à des pourcentages volumiques de grains aussi élevés qu'en réalité. Ils constituent néanmoins un outil unique pour améliorer la compréhension des effets viscoélastiques liés à la structure hétérogène du béton.

La Figure 29 ci-dessous d'après Guidoum (1994) illustre l'effet de la viscoélasticité de la matrice sur la réponse d'un béton soumis au retrait thermique de sa matrice. Le calcul numérique a été effectué à l'aide d'un logiciel de simulation par éléments finis tridimensionnel prenant en compte la structure granulaire hétérogène du béton (Figure 12) et le comportement viscoélastique linéaire de la matrice. Pour comparaison le même calcul a été fait avec une matrice élastique linéaire en considérant une élasticité instantanée et une élasticité différée. Le calcul dans le cas viscoélastique fait apparaître un maximum de la contrainte moyenne dans la matrice à environ 200 j, contrairement au cas élastique où cette contrainte augmente continûment.

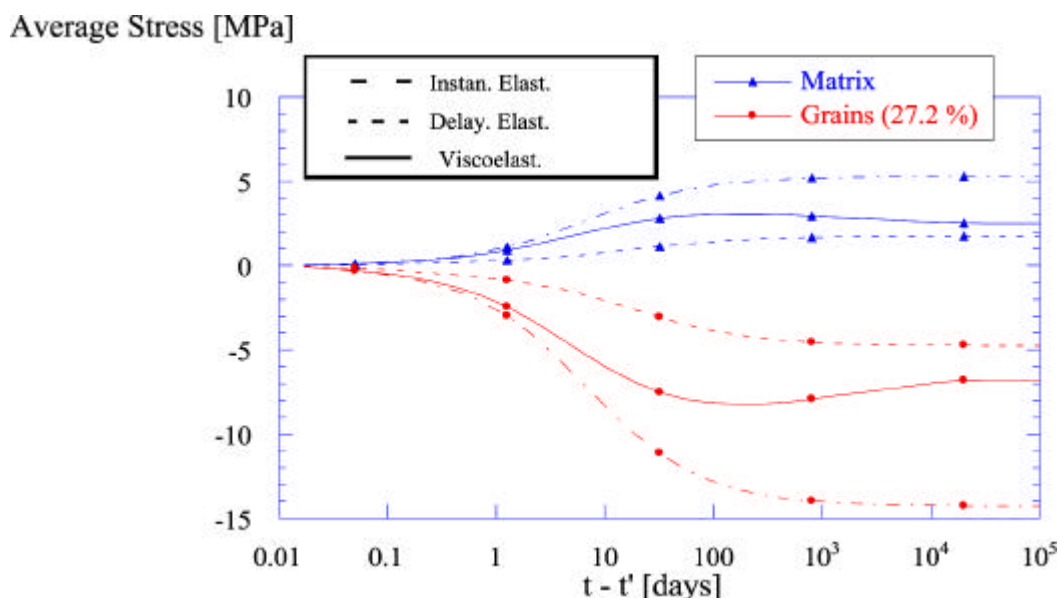


Figure 29: Simulation numérique du développement des contraintes internes dues au retrait thermique dans un béton, d'après Guidoum (1994).

3.4.4 Influence de la microfissuration

On sait depuis longtemps que le fluage du béton s'accompagne d'émissions acoustiques. Selon Rossi et al. (1993), le fluage de base est fortement corrélé avec le nombre d'émissions acoustiques et la propagation de microfissures joue un rôle majeur dans le fluage du béton pour de hauts niveaux de sollicitation. Les auteurs n'indiquent toutefois pas le niveau de sollicitation appliqué en fluage dans leurs essais, ce qui rend l'interprétation des résultats hasardeuse dans ce cas particulier. Par ailleurs, le seuil de non-linéarité du comportement viscoélastique du béton semble être corrélé avec une augmentation marquée des émissions acoustiques, Neville (1970).

A l'extrême, Rossi et Acker (1988) attribuent tout le comportement viscoélastique du béton (fluage et relaxation) à un "retrait de séchage post-fissuration" produit indirectement par la microfissuration. Selon eux, la montée en force, en fluage ou en relaxation provoque la propagation de microfissures (attestée par les mesures d'émissions acoustiques). L'apparition de vides supplémentaires provoque un déséquilibre hygrique qui favorise le transport d'humidité vers les vides nouvellement créés. Ce déplacement d'eau se traduit par un retrait qui serait à l'origine du fluage et de la relaxation. A priori, cette explication ne s'applique toutefois qu'au fluage ou à la relaxation en compression.

Zhou (1992) a réalisé des essais de relaxation en traction uniaxiale, pré et post-pic sur des cylindres en mortier 0/4 mm entaillés. Avant pic, les résultats sont très dispersés et ne semblent pas fiables (relaxations non monotones). Après pic, les relaxations sont très marquées et pourraient inclure une part liée à la propagation de fissures Zhou (1992).

Bazant et Gettu (1992) ont effectué des essais de relaxation avec différents programmes de sollicitation, le long de la courbe enveloppe de rupture sur des éprouvettes de béton entaillées soumises à de la flexion. La relaxation était imposée sur la base de l'ouverture de fissure (CMOD). Deux séries d'essais ont été réalisées dont les résultats sont illustrés par la Figure 30 ci-dessous:

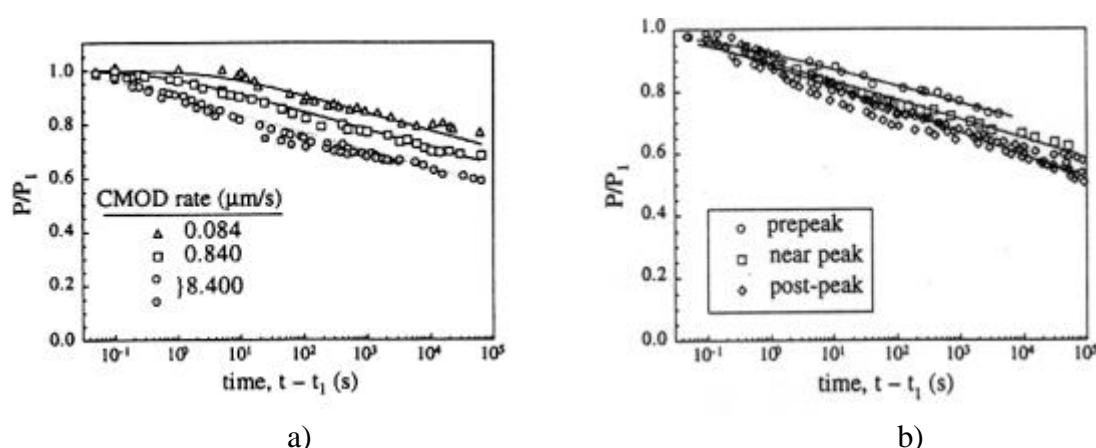


Figure 30: Essais de relaxation avec différentes histoires de sollicitation. a) vitesses de rampe différentes, même niveau de sollicitation; b) même vitesse de sollicitation, niveaux variables (pré et post pic) d'après Bazant et Gettu (1992).

Dans la première série, Figure a), les poutres sont sollicitées avec une vitesse variable jusqu'à 80 % de la force maximale, post pic, puis un palier de relaxation est imposé. La relaxation est plus faible si la vitesse de la rampe qui la précède est plus lente et vice-versa, ce

qui démontre un effet d'histoire de sollicitation bien que la réponse soit fortement non linéaire. Dans la deuxième série, Figure b), les poutres sont sollicitées avec la même vitesse mais les paliers de relaxation sont déclenchés à des niveaux différents, pré et post pic. Dans ce cas, 2 effets sont mis en évidence. Premièrement, post pic, la réponse en relaxation relative est plusieurs fois supérieure à celle prédite par la viscoélasticité linéaire. Deuxièmement, en régime post-pic, les relaxations relatives sont identiques quel que soit le niveau de sollicitation au début du palier. Selon les auteurs, ces résultats sont imputables au comportement différé de la FPZ.

3.5 Mécanique de la rupture des bétons - historique

3.5.1 Généralités

Kaplan (1960) a été le premier à tenter d'appliquer les concepts de la mécanique de la rupture (approche énergétique de Griffith) au béton. Par la suite, toutes les tentatives de détermination de paramètres de matériau, par des approches de type LEFM classique (facteurs d'intensité de contrainte) appliquées au béton se sont révélées infructueuses. Les raisons principales de cet échec sont liées aux mécanismes de croissance des fissures dans le béton et à la présence d'une zone d'endommagement de taille non négligeable. Une modélisation fidèle de ces phénomènes nécessite la prise en compte dans la modélisation de degrés de liberté plus nombreux que ne le permet la LEFM classique appliquée au niveau macroscopique.

3.5.2 Mécanique de la rupture linéaire élastique et adaptations

De 1960 à 1980, les progrès des connaissances sur les mécanismes de croissance de fissures dans les bétons ont fourni les données nécessaires pour alimenter la recherche d'une modélisation adaptée. Les essais de modélisation par la mécanique linéaire élastique de la rupture ont tous révélé une forte dépendance des paramètres à la taille des éprouvettes. Cet outil ne permettait pas de déterminer des propriétés de matériaux susceptibles de reproduire les comportements expérimentaux observés. Des modèles LEFM étendus (avec plus de degrés de liberté) ont été proposés dont le principe est toujours de déterminer par une méthode indirecte une solution élastique équivalente au voisinage du pic de résistance, Jenq et Shah (1985), Nallathambi & Karihaloo (1986). Ces modèles sont efficaces au sens où les paramètres ainsi déterminés ne dépendent pas de la taille des éprouvettes. Ils restent néanmoins empiriques.

3.5.3 Modèles de fissures cohésives

Parmi les extensions de la mécanique de la rupture linéaire élastique, 2 modèles de fissure cohésive méritent d'être mentionnés. Dans ces 2 modèles, on transforme le champ de contrainte en tête de fissure pour éliminer la singularité prédite par la mécanique linéaire élastique de la rupture.

Le modèle de Dugdale (1960) postule l'existence d'une zone plastique en tête de fissure. Le long de cette zone, la contrainte est constante et égale à la contrainte plastique du matériau (palier d'écoulement). La longueur de cette zone plastique peut être calculée en posant

l'égalité de la résultante des contraintes dans le cas linéaire élastique avec singularité et dans le cas non linéaire, avec zone plastique. Il s'agit d'un modèle non linéaire.

Le modèle de Barenblatt (1962) postule l'existence de forces de fermeture en fond de fissure, dont la résultante élimine la singularité de contrainte. Le facteur d'intensité de contrainte dû à ces forces de fermeture est égal et opposé à celui dû aux sollicitations agissant sur l'éprouvette fissurée en régime linéaire élastique. Ces forces de fermeture agissent au niveau interatomique. Par définition, ce modèle fait partie de la mécanique linéaire élastique de la rupture.

Le modèle de fissure fictive d'après Hillerborg et al. (1976) est inspiré des modèles de Barenblatt (1962) et Dugdale (1960). Il est illustré par la Figure 31 ci-dessous d'après Brühwiler (1996). Il consiste à représenter la rupture du béton en Mode I par une transition graduelle entre un état intact du matériau où il y a continuité des contraintes et des déformations et un état fissuré dans lequel il y a une discontinuité des contraintes et des déformations. Cette transition graduelle est caractérisée par une discontinuité des déformations représentée par une "fissure fictive" et par une contrainte agissant sur cette fissure fictive et qui est une fonction du déplacement de ces lèvres. La fonction donnant la contrainte transmise en fonction de l'ouverture de fissure fictive est appelée softening ou adoucissement du matériau. Par hypothèse, Hillerborg et al. (1976) choisissent la forme de cette fonction de telle sorte que son aire soit égale à l'énergie spécifique de rupture G_F du matériau, soit: avec σ la contrainte transmise par la fissure fictive pour une ouverture w , et w_{max} l'ouverture de fissure fictive pour laquelle la contrainte transmise devient nulle $G_f = \int_0^{w_{max}} \sigma dw$. Le critère de propagation de la fissure fictive est atteint quand la contrainte de traction à son extrémité atteint la résistance à la traction du matériau f_t . Enfin, l'épaisseur de cette fissure fictive est nulle: tout le comportement non linéaire de rupture du matériau est modélisé par un plan, d'où le qualificatif de fissure discrète également donné à ce modèle.

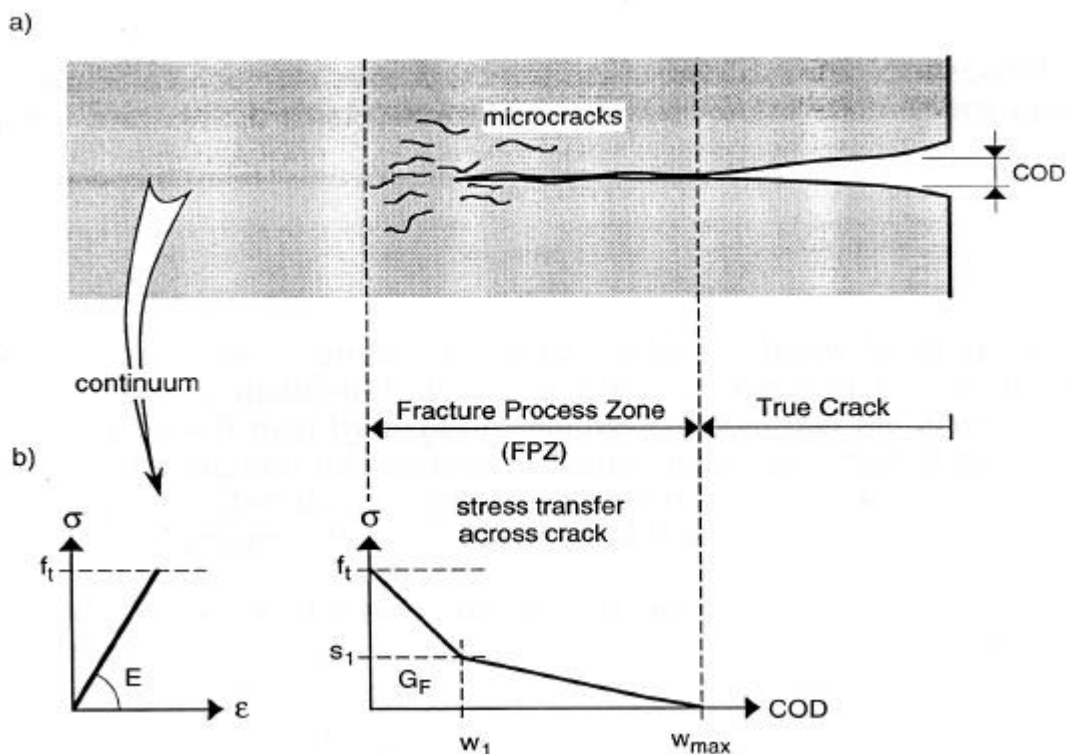


Figure 31: Modèle de fissure fictive de Hillerborg et al., Figure d'après Brühwiler (1996).

Une autre manière, plus discutable à notre avis, de justifier le modèle de fissure fictive au niveau structural est de le présenter sous l'aspect de la localisation de la rupture. L'idée de base est que la localisation de la rupture dans une éprouvette de béton soumise à la traction directe (Figure 32), permet de séparer le comportement des zones de rupture (B sur la Figure) de celui des zones où le matériau se relaxe suite à la propagation de fissures. (A sur la Figure)

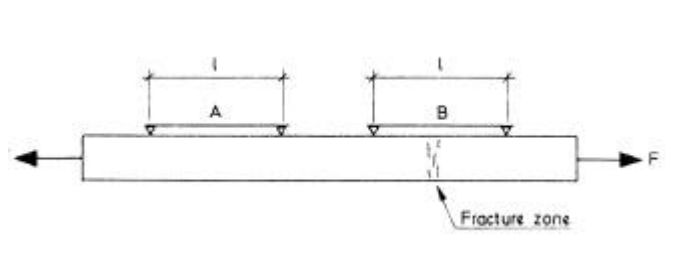


Figure 32: Localisation de la rupture dans le béton, d'après Hillerborg (1980).

Le diagramme force-déplacement résultant des 2 zones de mesure de déplacements illustrées sur la Figure 32 est représenté sur la Figure 33 a). Dans la zone B, où la localisation, s'est produite, le comportement est décrit par le diagramme contrainte-déplacement σ - w de la Figure 33 c). Le reste de l'éprouvette où le matériau se relaxe est décrit par la Figure 33 b). La dissipation d'énergie correspondant à l'hystérèse de la Figure 33 b) n'est pas prise en considération dans le modèle de fissure fictive. On admet que l'ensemble de l'énergie dissipée l'est dans la fissure fictive dont la loi de comportement est donnée par la Figure 33 c).

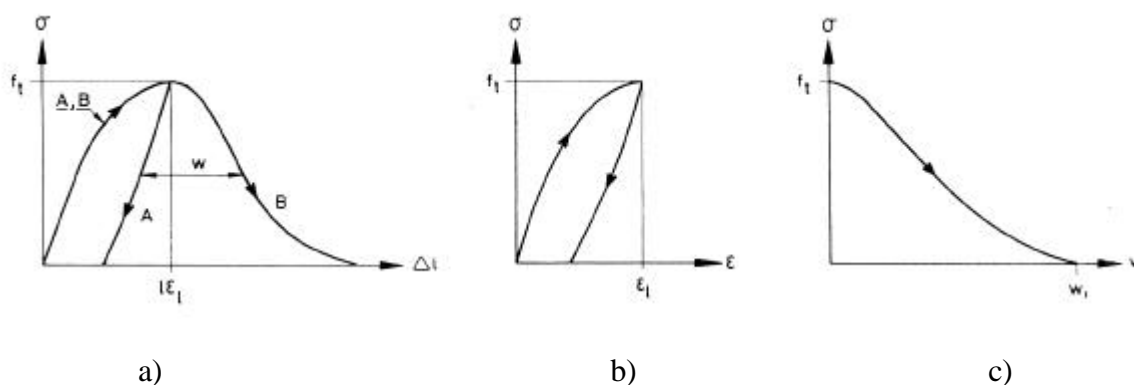


Figure 33: Schématisation de la localisation en termes de diagrammes contrainte-déformation et contrainte-déplacement, d'après Hillerborg (1980).

Le principal attrait du modèle de Hillerborg vient du fait qu'il ne nécessite pas la connaissance de longueurs de fissure pour déduire de résultats expérimentaux les paramètres nécessaires. Il permet de simuler de manière très fidèle l'ensemble de la réponse pré-et post-pic pour une géométrie quelconque, si la trajectoire de fissure est plus ou moins connue à l'avance. Toutefois, même si le comportement adoucissant permet de prédire un effet d'échelle, Il s'est rapidement avéré que les paramètres caractéristiques du modèle (énergie spécifique de rupture G_f et résistance à la traction f_t ou paramètres de softening) n'étaient pas des propriétés de matériau mais dépendaient plus ou moins fortement de la taille de l'éprouvette et des conditions aux limites du système expérimental permettant leur détermination. Pour des éprouvettes de très grandes tailles, dans laquelle la FPZ devient petite par rapport à la taille de la section de rupture, G_f tend vers une valeur constante.

Roelfstra (1987) a étendu le modèle de fissure fictive de Hillerborg en tenant compte de la dissipation d'énergie volumique autour de la fissure fictive. Pour ce faire, il a introduit un domaine d'écrouissage positif avant d'atteindre la résistance à la traction f_t . Il a montré par simulation numérique comment cette approche permet de séparer les contributions d'énergie dissipée dans la fissure fictive et en volume autour de cette dernière. Il s'agit d'une méthode de calcul hybride originale qui n'a, à notre connaissance, pas été reprise depuis.

3.5.4 Modélisation des couplages viscoélasticité-croissance de fissures

Les couplages entre viscoélasticité et croissance de fissure ont été essentiellement traités, au niveau macroscopique, sur le plan de la variation de la partie résistive du critère de propagation, par des extensions du modèle de fissure fictive. Hansen (1991) puis Zhou (1992) ont modélisé l'influence du temps sur l'évolution de la résistance par des modèles de fissure fictive dont les paramètres suivent un comportement viscoélastique linéaire.

Bažant et Jirasek (1993) ont utilisé une approche de type Courbe R étendue au cas viscoélastique. Ils arrivent à simuler de manière relativement satisfaisante les résultats expérimentaux de Bažant et Gettu (1992) - relaxations en stade endommagé- et Bažant, Gu et Faber (1995) (changements brusques de vitesses de sollicitation).

Plus récemment, Li et Bažant (1997) ont étudié numériquement l'influence des différentes formes de comportement différé: viscoélasticité volumique et résistance à la propagation en testant le pouvoir prédictif des modèles séparés et combinés. Ils ont utilisé un modèle de fissure cohésive dont les paramètres suivent une loi d'évolution de type "énergie d'activation". Ils constatent que seule une modélisation faisant appel aux 2 aspects: viscoélasticité volumique et résistance dépendante du temps, permet d'expliquer les résultats expérimentaux connus. Par ailleurs, on constate qu'un modèle de fissure fictive dont les paramètres ne dépendent pas du temps, associé à un comportement viscoélastique linéaire en volume se traduit par une réponse globale dans laquelle la valeur de la force maximale (pic) varie en fonction de la vitesse de sollicitation. Cet effet, à priori paradoxal avec des paramètres de softening indépendants du temps, peut être attribué d'une part au couplage cinématique entre les lèvres de la fissure fictive et la partie volumique du matériau viscoélastique linéaire et d'autre part à l'équilibre des contraintes internes qui doit également être respecté entre la fissure fictive et le matériau viscoélastique environnant. La viscoélasticité linéaire influence le profil de la fissure fictive et donc sa réponse en terme d'adoucissement des contraintes. Bažant et Planas (1998) discutent ce type d'effet qui est directement lié à l'influence de la vitesse de sollicitation sur la taille de la FPZ avec un modèle de fissure cohésive indépendant du temps, et donc aux résultats présentés Figure 26, § 3.3.5.

3.6 Approches énergétiques de la rupture des composites granulaires

3.6.1 Préambule

D'après Callen (1985), *"La thermodynamique est l'étude des restrictions sur les propriétés possibles de la matière, issues des propriétés de symétrie des lois fondamentales de la physique"*. Appliquée aux matériaux, ceci revient à fixer les conditions que doivent respecter les lois de comportement.

3.6.2 Critère de rupture

Griffith (1920) le premier a posé le problème de la propagation de fissures dans un solide en termes de bilan d'énergie. Kaplan (1960) a pour la première fois appliqué le modèle de Griffith à des résultats d'essais de flexion sur du béton. Le taux de restitution d'énergie critique G_c ainsi obtenu dépend de la taille des éprouvettes et des conditions de sollicitation (flexion 3 ou 4 points).

Dans ce qui suit, on présente de manière abrégée le formalisme développé par Huet (1996), (1997) qui justifie le critère de Griffith et le généralise aux corps multifissurés à comportement quelconque (linéaire ou non). Ce formalisme permet d'associer dans un même cadre théorique les 2 mécanismes dissipatifs que sont la propagation de fissures et la viscoélasticité linéaire.

On montrera dans un premier temps comment les critères de propagation sont définis dans le cas d'un corps multifissuré. On donnera ensuite l'expression des fonctions thermodynamiques dans le cas viscoélastique linéaire et on introduira la pseudo-convolution selon Huet (1992). Finalement, on donnera l'expression générale des taux de restitution d'énergie pour un ensemble de microfissures dans le cas viscoélastique linéaire.

La Figure 34 ci-dessous montre les 2 états (initial et déformé) d'un système quelconque formé d'un matériau viscoélastique et de n microfissures (variables internes a_k pour $k=1, n$), soumis à une sollicitation quelconque en termes de déplacements \mathbf{x}^d imposés sur la partie ∂D_{0x} de son contour, forces de surface \mathbf{P}^d imposées sur la partie ∂D_{0s} de son contour et forces de volume \mathbf{F}^d imposées sur le volume D_o . Les sollicitations imposées peuvent varier dans le temps.

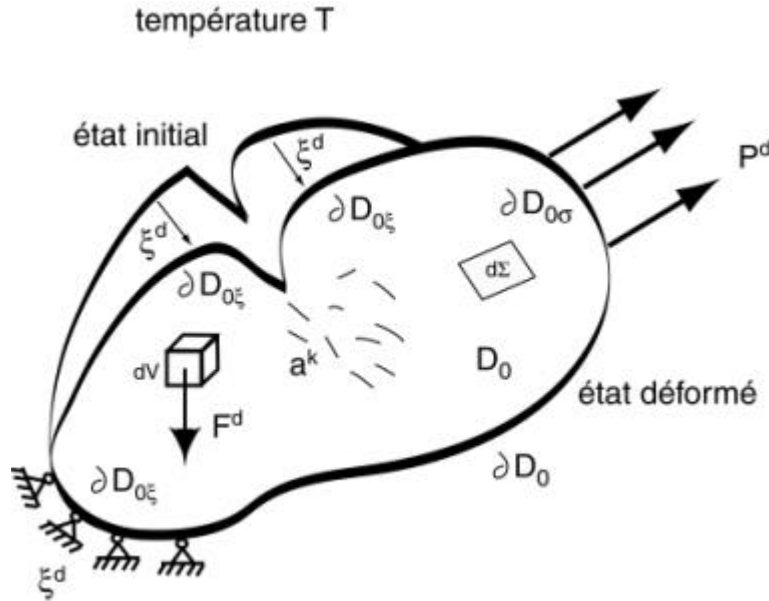


Figure 34: Système en configuration initiale et déformée.

Les équations régissant l'évolution du système sont données de manière très générale par l'expression de la dissipation en fonction des variables du problème.

Soit l'énergie libre du système donnée par:

$$\Phi = U - T_0 S \quad (U : \text{énergie interne}, T_0 : \text{température}, S : \text{entropie}) \quad (6)$$

L'énergie potentielle Ψ du système dissipatif peut être définie comme:

$$\Psi = \Phi - W = \Phi - \int_{D_0} F^d \cdot \xi \, dV - \int_{\partial D_0} P^d \cdot \xi \, d\Sigma \quad (7)$$

($d\Sigma$: élément de surface infinitésimal)

où W désigne le travail des forces extérieures (de volume et de surface) supposées constantes. On retrouve sous une forme générale les expressions de bilan d'énergie présentées au chapitre 2.

Huet (1997) a montré que pour un matériau multifissuré, le critère de propagation de la $k^{\text{ième}}$ pointe de fissure peut se mettre sous la forme suivante:

$$G^k(a^k) = -\frac{\partial \Psi}{\partial a^k} = R_f^k \quad (8)$$

avec G^k , taux de restitution d'énergie de la $k^{\text{ième}}$ fissure
 R_f^k : résistance à la propagation ou taux de restitution d'énergie critique de la $k^{\text{ième}}$ fissure.

On notera que dans cette équation les variables internes a^k sont choisies de manière à caractériser complètement la géométrie et la position des microfissures. Selon les cas, il peut s'agir de grandeurs tensorielles (plans de rupture en 3D).

3.6.3 Fissure Nominale et Fracture Process Zone

Par un changement de variables, il est possible d'exprimer le comportement de l'ensemble du système de fissures à partir de celui d'une fissure principale qui peut être définie arbitrairement. On affecte une * aux grandeurs exprimées dans le nouveau repère. On désigne par α les variables internes de fissures dans le nouveau repère et on considère en tout n fissures dont 1 principale, $n_a - 1$ autres qui sont actives et $n - n_a$ autres qui sont arrêtées.

La fissure principale peut être considérée comme découplée des autres fissures à condition de calculer son taux de restitution d'énergie dans le système comprenant toutes les autres microfissures et sa résistance à la propagation comme la somme des résistances à la propagation de toutes les microfissures actives, Huet (1996), (1997).

En admettant que la fissure principale est la n° 1 ($k=1$), on obtient un critère de Griffith généralisé qui se résume à:

$$G^{*1} = -\frac{\partial \Psi^*}{\partial a^1} = R_f^{*1} \quad \text{pour la fissure principale} \quad (9)$$

$$G^{*m} = -\frac{\partial \Psi^*}{\partial a^m} = -\frac{\partial \Psi}{\partial a^m} = R_f^{*m} ; m = 2, \dots, n_a \quad \text{pour les autres fissures actives} \quad (10)$$

avec les résistances à la propagation données par:

$$R_f^{*1} = \sum_{k=1}^{n_a} R_f^k \quad \text{pour la fissure principale} \quad (11)$$

$$R_m^* = R_f^m \quad \text{pour les autres fissures actives} \quad (12)$$

Le fait que la résistance à la propagation de la fissure principale soit égale à la somme de celles de toutes les fissures actives y compris elle-même, est à mettre en relation avec les mécanismes physiques de dissipation d'énergie dans le béton lors de la rupture. L'équation (11) exprime le fait que la propagation de la fissure principale s'accompagne d'une dissipation d'énergie dans les microfissures environnantes qui forment la FPZ.

L'interprétation de résultats d'essais de rupture se fait toujours sur la base de la progression d'une seule fissure. Le taux de restitution d'énergie critique G_c calculé sur la base de cette unique fissure englobe l'ensemble de la dissipation du système et donc également celle des microfissures qui accompagnent la progression de la fissure principale; ce qui explique l'effet de courbe R observé pour le béton.

3.6.4 Expression des fonctions thermodynamiques pour un matériau viscoélastique linéaire

En viscoélasticité linéaire sans vieillissement, les relations contrainte-déformation dans le cas uniaxial sont les suivantes, avec $r(t)$ la fonction relaxation et $f(t)$ la fonction fluage:

$$\sigma(t) = \int_0^t r(t-u) d\varepsilon(u) \quad \text{et} \quad \varepsilon(t) = \int_0^t f(t-u) d\sigma(u) \quad (13)$$

Dans ce cas, d'après Stavermann et Schwarzl (1952a, 1952b) les fonctions thermodynamiques φ (densité d'énergie libre) et D (puissance dissipée), sont données par:

$$\varphi(t) = \frac{1}{2} \int_{0_-}^t \int_{0_-}^t r(2t - u_1 - u_2) d\epsilon(u_1) d\epsilon(u_2) \quad (14)$$

$$D(t) = - \int_{0_-}^t \int_{0_-}^t \dot{r}(2t - u_1 - u_2) d\epsilon(u_1) d\epsilon(u_2) \quad (15)$$

On remarquera le facteur 2 qui affecte le temps dans ces expressions. Ce facteur peut être mis en évidence explicitement en approximant la fonction relaxation sur la base d'un modèle de Maxwell tel que celui décrit dans la Figure 35 ci-dessous (démarche suivie initialement par Staverman et Schwarzl, (1952a))

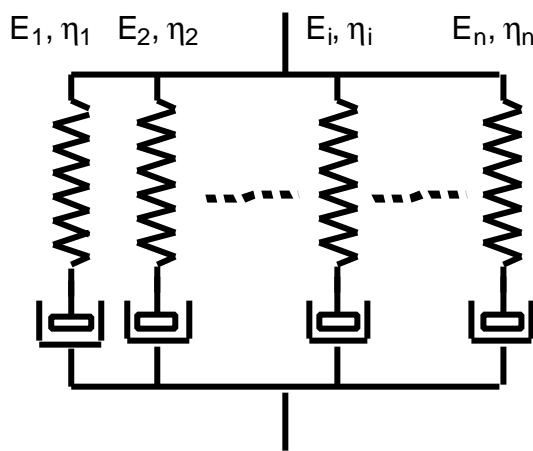


Figure 35: Modèle de Maxwell généralisé.

Soient E_i les raideurs des ressorts, \mathbf{h}_i les viscosités et $\mathbf{t}_i = \mathbf{h}_i / E_i$ les temps de relaxation des amortisseurs, et \mathbf{s}_i les contraintes partielles dans chaque branche du modèle. La fonction relaxation du système s'écrit:

$$r(t - u) = \sum_{i=1}^n E_i e^{-\frac{t-u}{\tau_i}} \quad (16)$$

A un instant t , l'énergie libre \mathbf{j} est égale à la somme des énergies libres de toutes les branches du modèle d'où:

$$\varphi(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i^2}{2E_i} \quad (17)$$

Par ailleurs, l'expression de la contrainte dans une des branches du modèle est donnée par:

$$\sigma_i(t) = \int_0^t E_i e^{-\frac{t-u}{\tau_i}} d\epsilon(u) \quad (18)$$

D'où

$$\begin{aligned} \mathbf{j}(t) &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{2E_i} \left(\int_{0_-}^t E_i e^{-\frac{t-u}{\tau_i}} d\mathbf{e}(u) \right) \left(\int_{0_-}^t E_i e^{-\frac{t-v}{\tau_i}} d\mathbf{e}(v) \right) \\ &= \frac{1}{2} \int_{0_-}^t \int_{0_-}^t \left(\sum_{i=1}^n E_i e^{-\frac{2t-u-v}{\tau_i}} \right) d\mathbf{e}(u) d\mathbf{e}(v) \end{aligned} \quad (19)$$

On reconnaît dans la dernière intégrale double la somme des fonctions relaxations des branches du modèle avec un argument égal à $2t-u-v$ qui correspond donc à la forme générale de l'équation (14).

De la même manière, on peut calculer la dissipation pour un modèle de Maxwell généralisé à partir de la somme des énergies dissipées dans chaque amortisseur.

Par ailleurs, d'après les 1^{er} et 2^{ème} principes de la thermodynamique, la dissipation est égale à la puissance mécanique dissipée moins la variation de l'énergie libre:

$$D(t) = \sigma(t) : \dot{\epsilon}(t) - \dot{\phi} \quad (20)$$

qui permet de retrouver directement l'expression de la dissipation à partir de celle de l'énergie libre.

Plus généralement, on peut montrer que les expressions (14) et (15) de l'énergie libre et de la dissipation s'appliquent à tout système défini par une série de variables internes pourvu que les équations différentielles régissant le système soient du premier ordre à coefficients constants, Mandel (1966), Huet(1992).

Cette généralisation est en liaison avec le fait que tout système viscoélastique linéaire peut être décrit avec la précision voulue par un modèle de Maxwell ou de Kelvin généralisé, Staverman et Schwarzl (1952b), Biot (1954), Mandel (1966).

Enfin, les relations (14) et (15) ont été étendues au cas viscoélastique linéaire avec vieillissement par Bažant et Huet (1999), à partir du modèle de solidification de Bažant et al. (1989a).

3.6.5 Spectre continu

La représentation d'un système viscoélastique par un spectre discret (équation (16)) pose un certain nombre de problèmes dont la non unicité de la solution. Plusieurs combinaisons de paramètres peuvent représenter de manière correcte le comportement observé (fonction relaxation). On est donc conduit à définir une procédure permettant de déterminer de manière univoque et compatible avec les principes de la thermodynamique les paramètres des modèles. Ceci se fait par l'introduction de spectres continus.

Ces spectres constituent une généralisation de la représentation du comportement viscoélastique sous la forme d'un spectre discret. Dans le cas du modèle de Maxwell généralisé, ceci revient à faire tendre le nombre de branches du modèle vers l'infini et à représenter la fonction relaxation par une intégrale du type:

$$r(t) = \int_0^\infty E(\tau) e^{-\frac{t}{\tau}} d\tau \quad (21)$$

La procédure pour définir les paramètres discrets à partir d'un spectre continu est donnée dans Bažant (1995) pour le cas du modèle de Kelvin généralisé. Elle peut être appliquée de la même manière au cas de la fonction relaxation représentée par un modèle de Maxwell. Toutefois, contrairement au modèle de Maxwell généralisé, le modèle de Kelvin généralisé ne garantit pas que des relaxations négatives sont exclues, Huet (1997), (1999c).

3.6.6 Pseudo-convolution

Brun (1965), (1969) a généralisé l'expression de la densité d'énergie libre de Stavermann et Schwarzl en y faisant intervenir seulement les termes de contrainte et de déformation. Dans le cas viscoélastique linéaire non-vieillissant, on trouve:

$$\varphi(t) = \frac{1}{2} \left(\int_{0_-}^t - \int_t^{2t^+} \right) \sigma(2t-u) : d\varepsilon(u) \quad (22)$$

Cette équation constitue une extension au cas viscoélastique linéaire non vieillissant de la formule de Clapeyron valable en élasticité. Suivant cette définition, Huet (1992) a introduit un opérateur \square dit pseudo-convolutif défini de la manière suivante: si a et b sont 2 tenseurs, la pseudo-convolution de a par b est donnée par:

$$c(t) = a \square b = \left(\int_{0_-}^t - \int_t^{2t^+} \right) a(2t-u) : db(u) \quad (23)$$

$$\text{Cet opérateur est non commutatif; on a: } \frac{1}{2}(a \square b + b \square a) = a : b \quad (24)$$

Selon cette définition, l'équation (22) s'écrit:

$$\varphi(t) = \frac{1}{2} \sigma \square \varepsilon \quad (25)$$

On notera l'analogie avec le cas élastique (formule de Clapeyron):

$$\varphi = \frac{1}{2} \sigma : \varepsilon \quad (26)$$

De façon similaire au cas élastique, Huet (1997) a montré qu'il est possible d'établir un théorème des travaux virtuels sous forme pseudo-convolutive.

3.6.7 Taux de restitution d'énergie dans le cas viscoélastique

L'énergie libre totale d'un corps viscoélastique de volume V peut s'exprimer à partir de la formule de Brun-Clapeyron (22) comme:

$$\Phi_\epsilon(t) = \frac{1}{2} \int_{V_0} \left(\int_{0_-}^t - \int_t^{2t^+} \right) \sigma(2t-u) : d\epsilon(u) dV \quad (27)$$

ou dans sa forme pseudo-convolutive

$$\Phi_\epsilon(t) = \frac{1}{2} \int_{D_0} \sigma \square \epsilon dV \quad (28)$$

D'après Huet (1997), dans le cas où toutes les forces de volume sont négligeables, le théorème des travaux virtuels sous forme pseudo-convolutive permet d'écrire l'équation (28) sous la forme:

$$\Phi_\epsilon(t) = \frac{1}{2} \int_{\partial D_{0\sigma}} P^d \square \xi d\Sigma + \frac{1}{2} \int_{\partial D_{0\xi}} P \square \xi^d d\Sigma \quad (29)$$

Dans cette équation, avec les notations définies à la Figure 34, le premier terme représente la contribution des forces de surface P^d et le deuxième terme celle des déplacements imposés en surface \mathbf{X}^d . En développant le premier terme de (29) selon les règles du calcul pseudo-convolutif, équation (24), on obtient:

$$\Phi_\epsilon(t) = \int_{\partial D_{0\sigma}} P^d \cdot \xi d\Sigma - \frac{1}{2} \int_{\partial D_{0\sigma}} \xi \square P^d d\Sigma + \frac{1}{2} \int_{\partial D_{0\xi}} P \square \xi^d d\Sigma \quad (30)$$

A partir des équations (7) (expression générale de l'énergie potentielle) et (30) (expression de l'énergie libre en fonction des sollicitations appliquées sur le contour du corps) l'énergie potentielle du corps devient:

$$\Psi_\epsilon(t) = \frac{1}{2} \int_{\partial D_{0\xi}} P \square \xi^d d\Sigma - \frac{1}{2} \int_{\partial D_{0\sigma}} \xi \square P^d d\Sigma \quad (31)$$

D'où, le taux de restitution d'énergie pour la $k^{\text{ième}}$ fissure:

$$G^{k,stat}(t) = -\frac{\partial \Psi_\epsilon(t)}{\partial a_k} = \frac{1}{2} \int_{\partial D_{0\sigma}} \frac{\partial \xi}{\partial a_k} \square P^d d\Sigma - \frac{1}{2} \int_{\partial D_{0\xi}} \frac{\partial P}{\partial a_k} \square \xi^d d\Sigma \quad (32)$$

Cette expression s'applique à tout corps viscoélastique linéaire non vieillissant pourvu que les forces de volume soient négligeables, que les termes d'énergie cinétique puissent être négligés (début de propagation ou propagation lente) et qu'aucune force n'agisse sur les lèvres des fissures considérées.

L'expression de l'équation (32) dans certains cas particuliers montre le parallèle avec les formules connues dans le cas élastique. Ainsi, avec Ψ_ε l'énergie potentielle définie à l'équation (7), et $\Psi_\sigma = \int_D \sigma : \varepsilon dV - \Phi = -\Psi_\varepsilon$ l'énergie complémentaire, on a:

en relaxation, pour un déplacement ξ_0^d imposé en un point sur le contour du corps,

$$G^{k,stat}(t) = -\frac{\partial \Psi_\varepsilon(t)}{\partial a_k} = -\frac{1}{2} \frac{\partial K(2t)}{\partial a_k} \cdot \xi_0^d \cdot \xi_0^d; \quad (33)$$

en fluage, pour une force P_0^d imposée en un point sur le contour du corps,

$$G^{k,stat}(t) = -\frac{\partial \Psi_\varepsilon(t)}{\partial a_k} = \frac{\partial \Psi_\sigma(t)}{\partial a_k} = \frac{1}{2} \frac{\partial C(2t)}{\partial a_k} \cdot P_0^d \cdot P_0^d, \quad (34)$$

où K et C sont les tenseurs raideur et complaisance viscoélastiques définis par:

$$P(x_0, t) = K(t) \cdot \xi_0^d \text{ et } \xi(x_0, t) = C(t) \cdot P_0^d \quad (35)$$

Le même formalisme permet, à partir des concepts de propriétés apparentes, de définir des bornes pour les propriétés des matériaux hétérogènes, viscoélastiques multifissurés. Pour plus de détails à ce sujet, on se réfèrera à Huet (1997), (1999b), (2000).

PARTIE II: ETUDE EXPERIMENTALE

4 Méthodologie

4.1 Contraintes à respecter

Le système d'essai doit permettre de contrôler parfaitement la propagation de fissures au moins en mode d'asservissement actif sur l'éprouvette, et ce sur l'ensemble du domaine de sollicitation. L'utilisation d'un système de type servo-hydraulique à contrôle actif par rapport à des grandeurs mesurées sur l'éprouvette ("closed-loop") permet de satisfaire à cette condition.

Par-ailleurs, la mise en évidence d'effets couplés entre la viscoélasticité et la croissance de fissures impose des conditions encore plus draconiennes sur la conduite des essais. L'essai de relaxation à différents niveaux de sollicitation, en cours de propagation de fissure est, à cet égard, le plus astreignant. En effet, que l'essai soit conduit en asservissement actif sur l'éprouvette (contrôle d'un déplacement mesuré sur l'éprouvette) ou qu'il soit conduit en asservissement passif vis-à-vis de l'éprouvette (contrôle du déplacement de la traverse), il impose par définition de garder un déplacement de référence stable. Il importe donc de s'assurer qu'aucune source parasite de variation des déplacements ne vient perturber l'essai et fausser les relaxations mesurées. Ainsi, à titre d'exemple, une dérive purement électronique des signaux des capteurs de déplacement se traduit par une dérive apparente du déplacement mesuré qui incite l'asservissement à réagir pour compenser cette dérive. Les réactions possibles selon le sens de la dérive du signal de consigne sont soit une augmentation soit une diminution du déplacement de la traverse, avec pour conséquence une augmentation ou une diminution de la force mesurée. De même, des variations dimensionnelles de l'éprouvette ou du système de mesure des déplacements (dus à la température, au séchage, etc.) se traduisent par une dérive apparente du signal de consigne qui provoque une réaction de l'asservissement et fausse la relaxation mesurée.

L'optimisation des conditions d'essai permet de pallier ces inconvénients. Ainsi, le contrôle de la température du local d'essai, l'application d'un enduit de protection sur la surface de l'éprouvette permettent de réduire au minimum les effets liés aux variations de température et au séchage du béton. La mise en place de l'éprouvette plusieurs heures avant le début de l'essai permet de mesurer l'évolution du signal de consigne, sans sollicitations appliquées sur l'éprouvette et de vérifier la stabilité de ce signal.

La Figure 36 ci-dessous résume les influences agissant sur un dispositif expérimental complet et montre les relations entre les différents éléments.

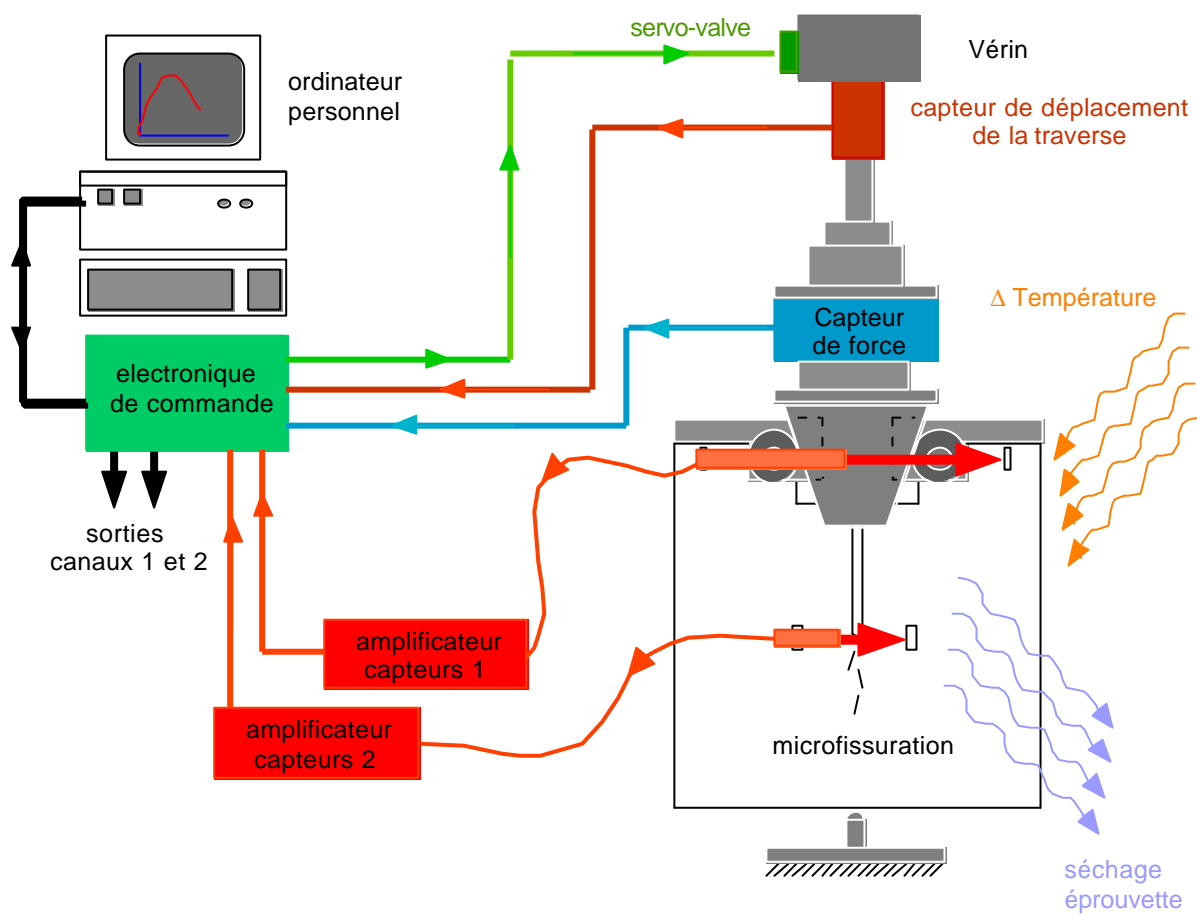


Figure 36: Influences agissant sur un essai et relations.

4.2 Essai de fendage par coin

4.2.1 Développements antérieurs

Le principe de l'essai de fendage par coin (WST-Wedge-Splitting-Test) a été utilisé depuis de nombreuses années dans le cadre des essais de mécanique de la rupture, principalement pour les matériaux à matrice cimentaire. Hillemeier et Hilsdorf (1977) puis Mindess et al. (1980), ont utilisé une éprouvette hybride de type CT chargée par le déplacement de coins entre des roulements à bille.

Linsbauer et Tschegg (1986) ont proposé un concept d'introduction des efforts par coin agissant sur des plans inclinés. L'éprouvette est cubique, ajourée dans le tiers central supérieur pour recevoir des casques métalliques munis de plans inclinés. Cette configuration d'essai a fait l'objet d'un brevet en 1986. La Figure 37 ci-dessous illustre les 2 types d'essai: a) Hillemeier-Hilsdorf (1977), b) Linsbauer et Tschegg (1986):

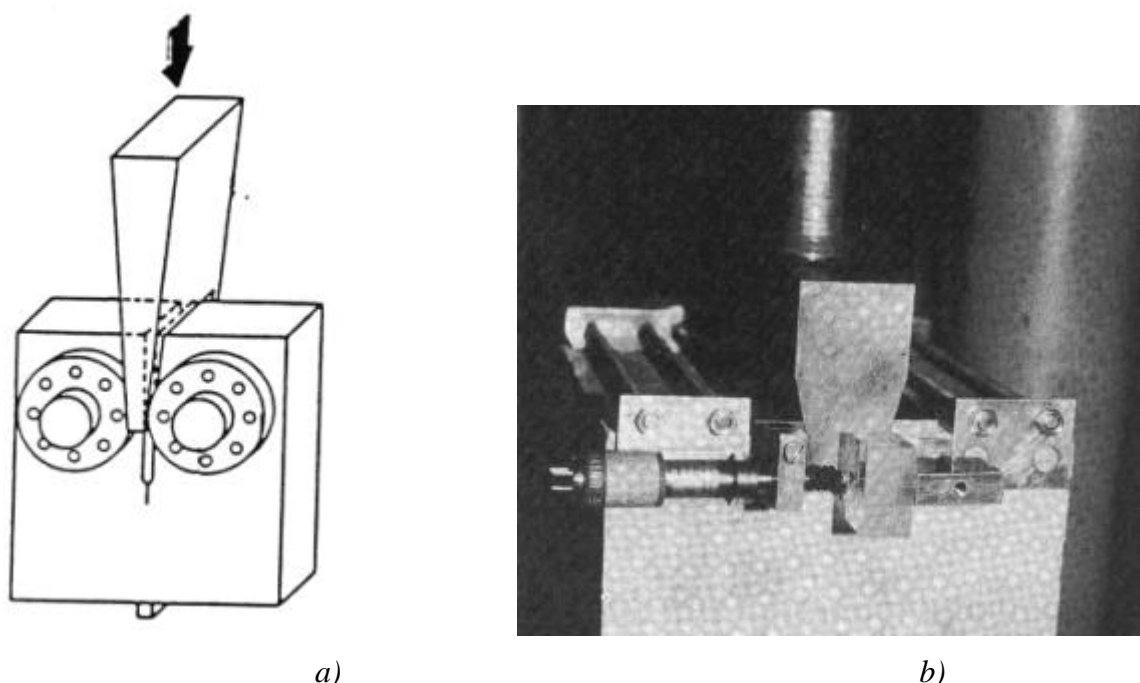


Figure 37: Essai de fendage par coin d'après a) Hillemeier-Hilsdorf (1977) et b) Linsbauer et Tschegg (1986).

L'inconvénient principal de la méthode proposée à l'origine par Linsbauer et Tschegg, vient du fait que la force de fendage est appliquée par contact plan entre les casques solidaires de l'éprouvette et le coin. Cette méthode de transmission des forces s'accompagne de forces de frottement non-négligeables. D'autre part, le coin descend à l'intérieur de la partie échancrée de l'éprouvette. Comme l'angle du coin doit être par ailleurs le plus faible possible pour limiter au maximum l'effet de la composante verticale de la force de fendage, le déplacement vertical à imposer au coin pour obtenir un déplacement horizontal donné est démultiplié. Le domaine opérationnel de l'essai est donc limité par le moment où la partie inférieure du coin

entre en contact avec le fond de l'échancrure. Ceci est particulièrement gênant dans le cas des matériaux très déformables tels que les bétons bitumineux.

Pour remédier à ces défauts, Brühwiler (1988) a développé le système à base de coins extérieurs qui est décrit dans la Figure 38 ci-dessous. Ce système reprend le concept d'introduction des efforts par coins de Hillemeier et Hilsdorf, en utilisant le même type d'éprouvettes que Linsbauer et Tschegg:

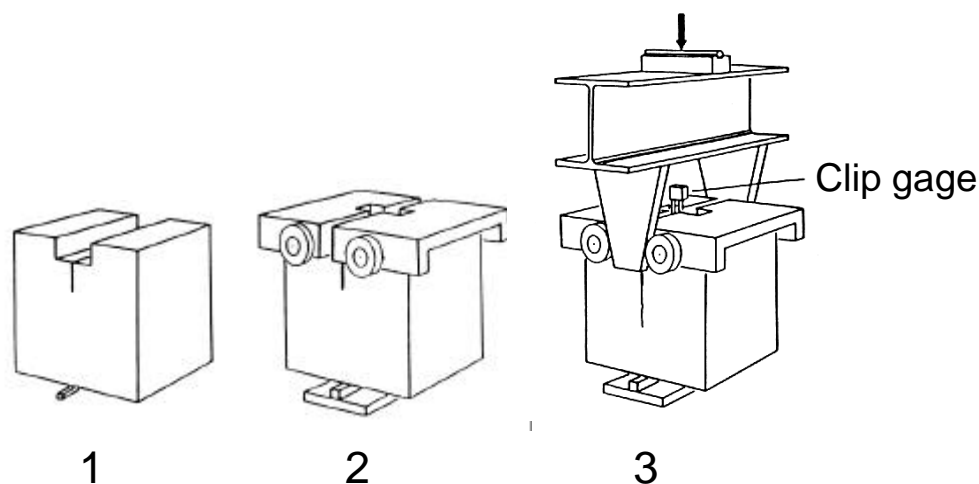


Figure 38: Essai de fendage par coin d'après Brühwiler (1988).

Depuis 1986, l'essai de fendage par coins a été utilisé par de nombreux chercheurs avec différentes variantes de forme d'éprouvette et/ou de système d'introduction des efforts. Parmi d'autres:

Tschegg (1991), a modifié le système d'origine en introduisant des roulements à aiguille pour transmettre la force de fendage avec des frottements réduits, tout en gardant le principe du coin unique agissant à l'intérieur de l'échancrure taillée dans l'éprouvette.

Trunk et Wittmann (1999) ont repris la même géométrie d'éprouvettes que Brühwiler en changeant les conditions d'appui sous l'éprouvette pour s'adapter à des éprouvettes de grande taille où le poids propre joue un rôle non négligeable au cours de l'essai. Pour ce faire, ils ont adopté un système formé de 2 appuis situés sous le centre de gravité de chaque moitié de l'éprouvette de part et d'autre du ligament. Ce système n'est pas une bonne évolution de l'essai car un tel double appui peut introduire par frottements et déplacements empêchés des efforts non négligeables. De plus, le système statique de l'essai perd son caractère isostatique, ce qui a pour conséquence d'introduire, le cas échéant, des efforts parasites de type structural.

Reinhardt (1999) a repris et légèrement modifiée le système de Linsbauer et Tschegg (1986). Des pièces métalliques sont collées directement sur les faces supérieures de l'éprouvette et appliquent les efforts à l'aide d'un système de coins agissant sur des plans recouverts de plaques de Teflon.

En résumé, les avantages principaux de l'essai de fendage sont les suivants:

- Compacité de l'éprouvette: rapport section de rupture/volume total élevé (par comparaison avec la flexion 3 PT), faible influence du poids propre sur le comportement à la rupture, effets de fluage liés au poids propre faibles.
- Démultiplication de la rigidité apparente du système expérimental. Le déplacement horizontal appliqué sur l'éprouvette par le coin est notablement plus faible que le déplacement vertical du coin correspondant.
- Possibilité d'effectuer l'essai le cas échéant avec une machine de compression simple.

Grande flexibilité quant à la géométrie des éprouvettes. La Figure 39 ci-dessous d'après Brühwiler montre différentes variantes de l'essai de base suivant la forme de l'éprouvette d'origine:

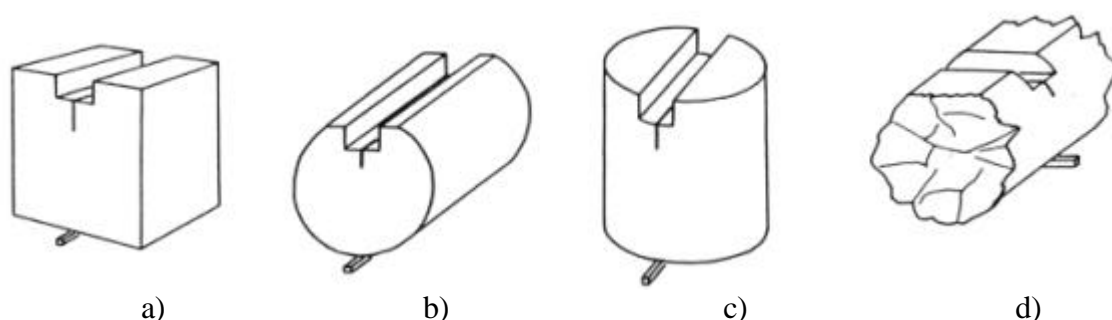


Figure 39: Variantes de l'essai de fendage par coin selon le type d'éprouvette (types a),.b),.c), d'après Linsbauer et Tschegg(1986); type d), d'après Brühwiler(1988).

Les inconvénients que l'on peut citer sont:

- Nécessité de découper ou mouler de manière précise les zones d'appui de l'éprouvette
- Etat de contrainte plus complexe que la flexion 3 points par exemple
- Forces de frottement dues aux roulements à bille (à relativiser par rapport aux forces de frottement et imprécisions des autres types d'essais de rupture) – Van Mier (1997)
- Energie dissipée par les forces verticales agissant sur l'éprouvette, dues à l'effet de coin. Cette énergie est habituellement négligée dans les calculs. Elle est de l'ordre de quelques % de l'énergie spécifique de rupture G_f .

La plupart des inconvénients sont soit communs aux autres types d'essais de rupture, soit facilement maîtrisables. Ils n'annulent en aucun cas les nombreux avantages de l'essai dont la faible influence du poids propre due à la compacité de l'éprouvette. Selon Van Mier (1997), en examinant les essais de rupture existants pour le béton, le fendage paraît être l'essai le plus "pratique" car il est basé sur des éprouvettes proches des géométries les plus simples des essais courants (cubes, cylindres ou carottes).

4.2.2 Choix du système

L'essai développé par Brühwiler et al. (1988) a été repris et légèrement modifié. Les plaques d'acier latérales supportant les roulements ont été ajourées vers l'arrière pour libérer les faces de l'éprouvette pour le collage des supports des capteurs de déplacement. De cette manière, les capteurs placés dans l'axe de la force horizontale de fendage sont toujours accessibles et les casques métalliques peuvent être ajustés au mieux à l'épaisseur de l'éprouvette. La Figure 40 ci-dessous montre la géométrie de l'éprouvette et le système d'introduction des efforts choisis:

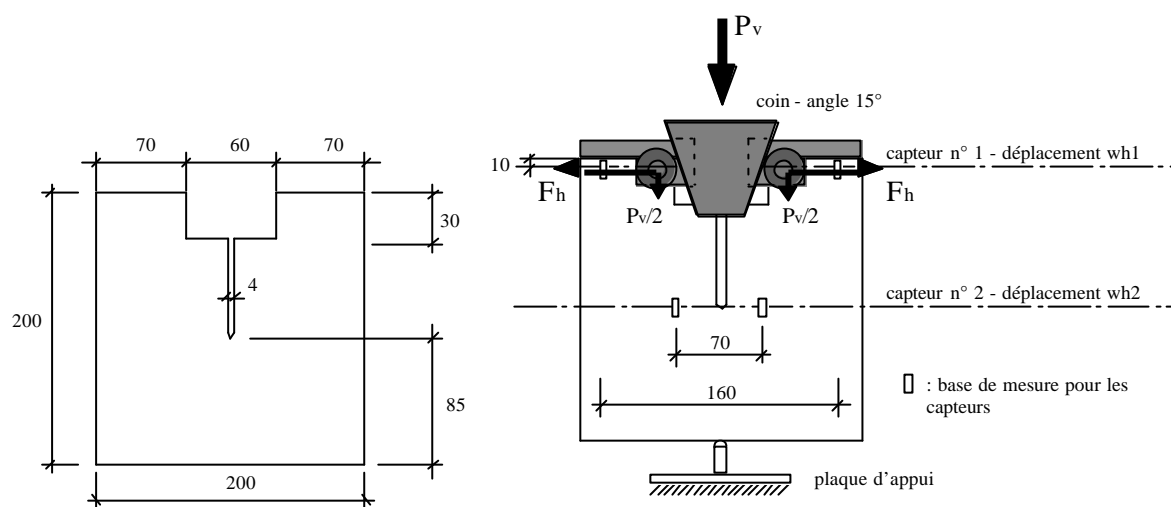


Figure 40: Fendage par coin – géométrie de l'éprouvette (épaisseur: 97 mm), système expérimental et position des capteurs de déplacement.

En négligeant l'effet des forces de frottement, la force de fendage horizontale F_h est obtenue en multipliant la force verticale P_v par le coefficient géométrique $1/2 \tan(\alpha)$ où α est l'angle du coin, soit ici 15° . D'où $F_h = 1.866 P_v$.

La taille de l'éprouvette a été choisie en relation avec les caractéristiques du matériau, essentiellement par commodité pour la fabrication et la manipulation. Une longueur de ligament égale à la longueur de l'entaille s'est avérée être le meilleur choix. Les capteurs de déplacement doivent être directement solidaires de l'éprouvette, sans liaison avec le système de coins et roulements, comme on peut le voir sur la Figure 41 ci-dessous. On distingue, dans l'axe de la force horizontale de fendage marqué par la ligne liant les axes des 2 roulements à bille, le capteur mesurant le déplacement w_{h1} , et au voisinage du fond d'entaille, le capteur mesurant le déplacement w_{h2} .

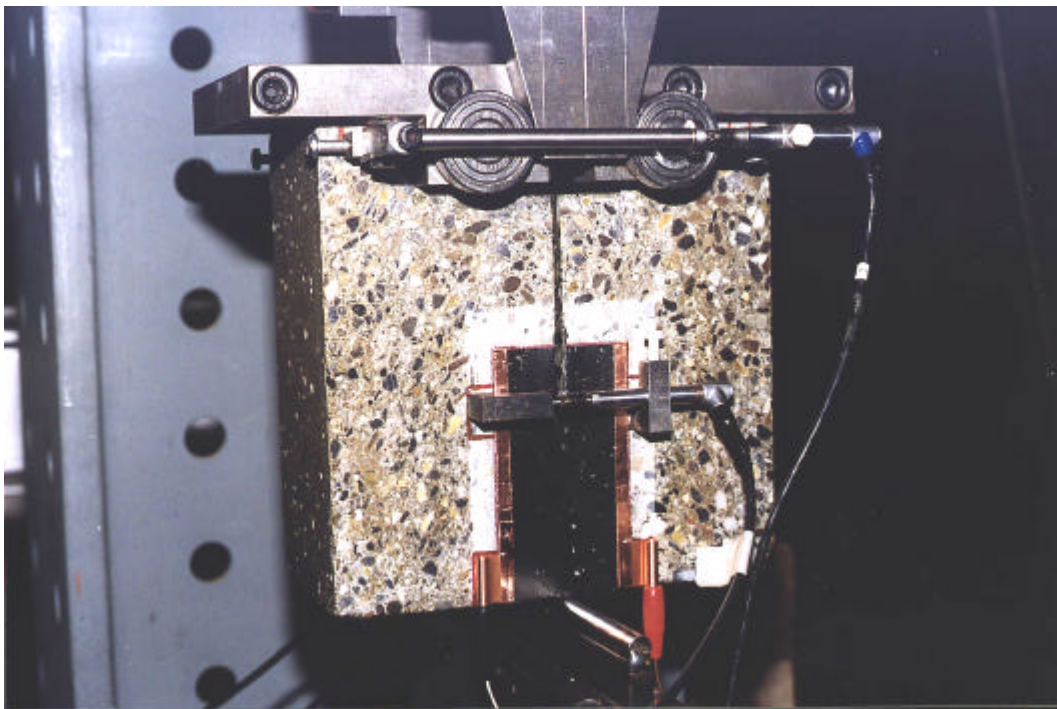


Figure 41: Position des capteurs de déplacement et de leurs supports.

La Figure 42 ci-dessous montre le système complet d'introduction des efforts, avec la plaque d'appui.

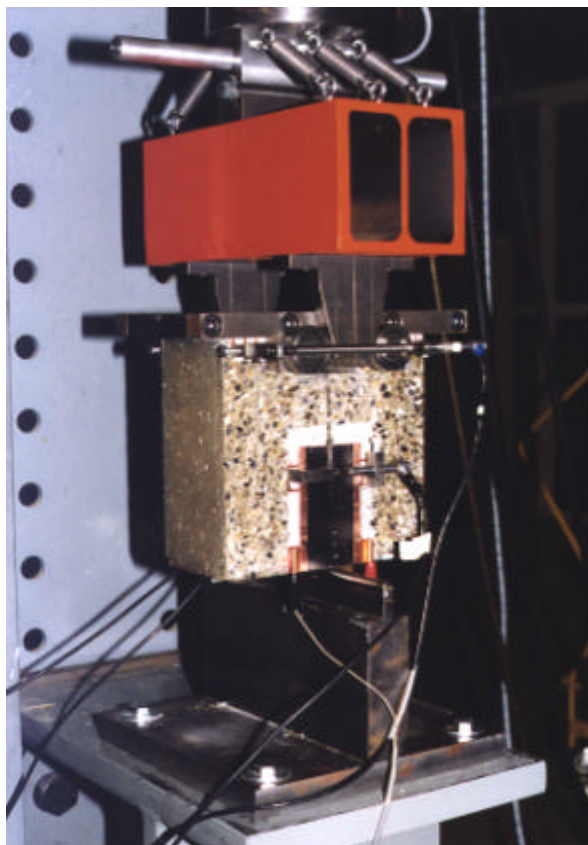


Figure 42: Essais de fendage par coin – système d'introduction des efforts.

Les sollicitations sont appliquées par un groupe servo-hydraulique de marque Walter+Bai composé des éléments suivants:

- Motopompe type PA-1005 de 600 bars de capacité maximale, 5 litres/minute de débit maximum; avec une pression de service de 240 bars pour un vérin de 50 kN.
- Vérin double effet d'une capacité maximale de 50 kN (course maximale 100 mm), équipé d'une servovalve type MOOG D7030 , d'un capteur interne de déplacements et d'une cellule de mesure de la force appliquée.
- Commande numérique de type NV-9000 pilotée par le logiciel PCS 200T ver. 2.22 de la société Biatec AG (plateforme: PC).

Le vérin est fixé sur un bâti formé d'une colonne métallique (HEB 360) sur laquelle sont fixées 2 consoles courtes (HEB 360) munies d'une plaque d'appui de 28 mm d'épaisseur. Le système complet est illustré par la Figure 43 ci-dessous sur laquelle on distingue la colonne de support, les 2 consoles, le vérin et l'appui de l'essai de fendage par coin, sous l'éprouvette. La distance entre les axes des 2 consoles est de 1850 mm. (les cales en bois visibles de part et d'autre de l'appui ne sont pas en contact avec le fond de l'éprouvette. Elles servent simplement à retenir les 2 moitiés de l'éprouvette en cas de rupture brutale de cette dernière).

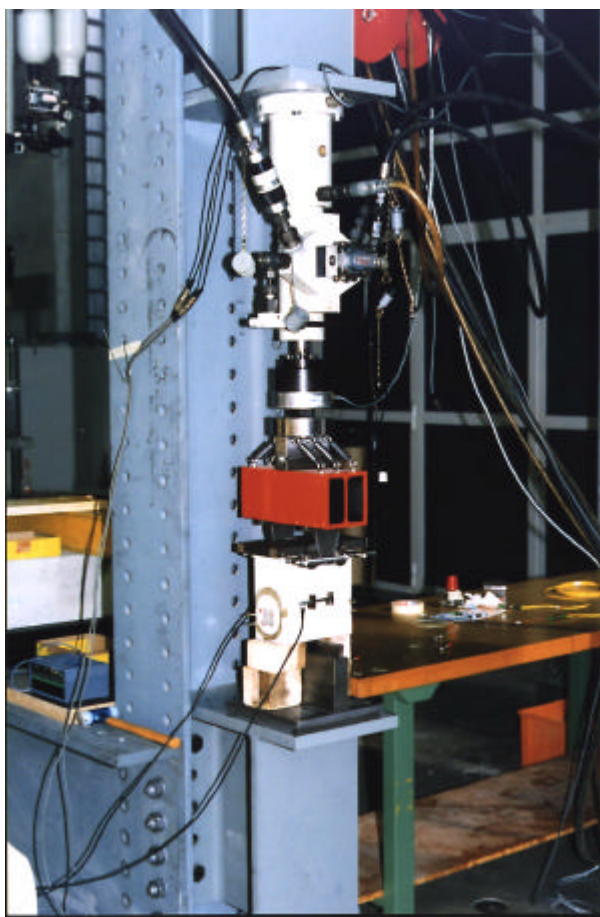


Figure 43: Vue d'ensemble du système d'essai.

L'acquisition des données se fait directement par l'intermédiaire du programme de pilotage de la machine. En plus de la force et du déplacement de la traverse, 2 canaux d'entrée supplémentaires sont prévus. Ils sont reliés chacun à un amplificateur de type TESA Modul. Chaque amplificateur reçoit et transmet le signal de 2 capteurs inductifs de déplacement placés sur l'éprouvette. Les capteurs de déplacement externe utilisés sont de type inductif, marque TESA, type GT 22, course maximale réglable de ± 3 à ± 1000 μm avec un facteur d'amplification en sortie de 2 V par capteur et par course maximale, soit pour 2 capteurs placés en parallèle, course maximale = 4 V.

Le système permet d'acquérir les données en temps réel (maximum 100 points par seconde) et de piloter indifféremment en asservissement passif (contrôle traverse) ou actif (contrôle déplacement w_{h1} , w_{h2} ou force) sur l'éprouvette testée.

4.2.3 Validation de l'essai

Différents types d'essais de validation ont été réalisés pour d'une part vérifier la fiabilité du système expérimental en fonction des essais à réaliser et d'autre part estimer les erreurs intrinsèques sur les grandeurs mesurées.

- Enduit d'étanchéité;
- rigidité du système expérimental;
- dérive des capteurs seuls, en fonction du temps;
- dérive des capteurs sur éprouvettes au repos, en alliage d'aluminium et béton, avec et sans enduit d'étanchéité;
- essais cycliques sur éprouvette en alliage d'aluminium;
- essais de relaxation sur éprouvette en alliage d'aluminium;
- essais de fluage sur éprouvette en alliage d'aluminium;

Les résultats détaillés de ces essais sont donnés dans l'annexe I.

Pour l'éprouvette témoin en alliage d'aluminium, qui présente un comportement élastique linéaire dans les domaines de sollicitation testés, la réponse du système expérimental a été linéaire élastique. On observe une légère dérive des valeurs de déplacement mesurées par les capteurs au cours de paliers de relaxation de longue durée (de l'ordre de 1 μm pour w_{h1} et 0.5 μm pour w_{h2} sur 30000 s) en contrôle de traverse ou de fluage (sur 4000 s). Cette dérive est comparable à la dérive pure des capteurs seuls (environ 1 μm sur 24 h). Le module d'élasticité de l'alliage d'aluminium, déterminé à partir des résultats d'essais cycliques vaut 70500 N/mm². Cette valeur est conforme aux données du fabricant (70 000 N/mm²).

Par ailleurs, pour déterminer la sensibilité de l'essai aux dissipations d'énergie parasites (frottements, contact non-linéaire, etc.) on a cherché à déterminer l'énergie spécifique de rupture G_F de matériaux très peu résistants. Par commodité on a choisi du Béton Cellulaire, facile à travailler et bon marché.

Les essais effectués sur 3 éprouvettes de géométrie similaire à celle de l'éprouvette présentée Figure 40 ont fourni une valeur moyenne de G_F d'environ 5 J/m² qui est conforme aux valeurs de la littérature pour ce genre de matériau (Slowik et Wittmann (1992)).

4.3 Mesures internes de déformations

4.3.1 Fibres optiques avec réseaux de Bragg

La Figure 44 ci-dessous montre la structure typique d'une fibre optique employée en télécommunications (type SMF-28 Corning, monomode). On distingue le cœur et le cladding en verre qui forment la partie servant à la transmission de signaux lumineux et le revêtement extérieur ou coating qui sert à protéger la fibre et à lui conférer une déformabilité suffisante pour l'utilisation.

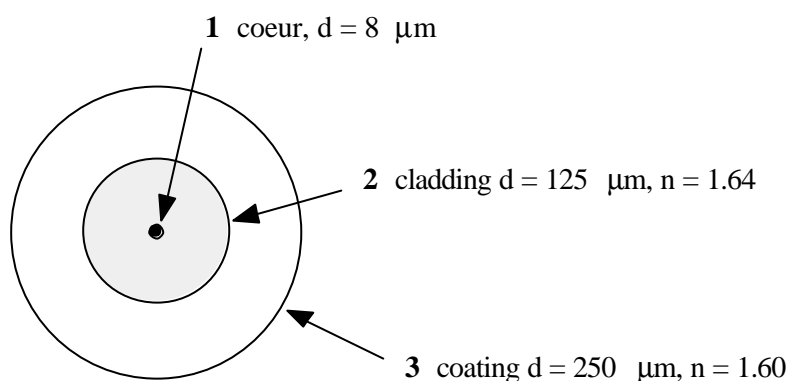


Figure 44: Coupe d'une fibre optique monomode.

Parmi les nouvelles technologies d'utilisation de fibres optiques pour des mesures de déformations, celle basée sur la technique de gravure de réseaux de Bragg (FBG – Fiber Bragg Grating) est l'une des plus prometteuses. Le principe de la méthode est d'abord de graver localement sur le cœur de la fibre une série périodique de lignes très proches les unes des autres. Cette gravure ou Grating empêche localement la transmission de la lumière pour une longueur d'onde déterminée. La lumière se propageant dans le cœur d'une fibre contenant un tel réseau de Bragg sera réfléchi par les variations périodiques de l'indice de réfraction induites par la gravure. La lumière réfléchi sera généralement hors phase et tendra à disparaître, à l'exception du cas où la lumière incidente satisfait à la condition dite de Bragg.

La gravure sur la fibre est réalisée au moyen d'une source pulsée Ultra-violet réglée autour de 240 nm de longueur d'onde. La coïncidence de deux rayons de cette source crée des franges d'interférence sur une courte longueur de fibre (environ 5 à 10 mm). Ces franges ont une intensité lumineuse suffisante pour induire localement des variations de l'indice de réfraction du matériau comparables à une brûlure. La Figure 45 ci-dessous montre les différentes méthodes de gravure utilisées. La première décrite à la Figure 45-a, consiste à passer directement par l'interférence de 2 faisceaux laser UV. La deuxième décrite à la Figure 45-b consiste à utiliser un masque de phase dont le pas génère les franges voulues à partir d'un seul faisceau laser. La troisième, décrite à la Figure 45-c consiste à combiner les 2 premières.

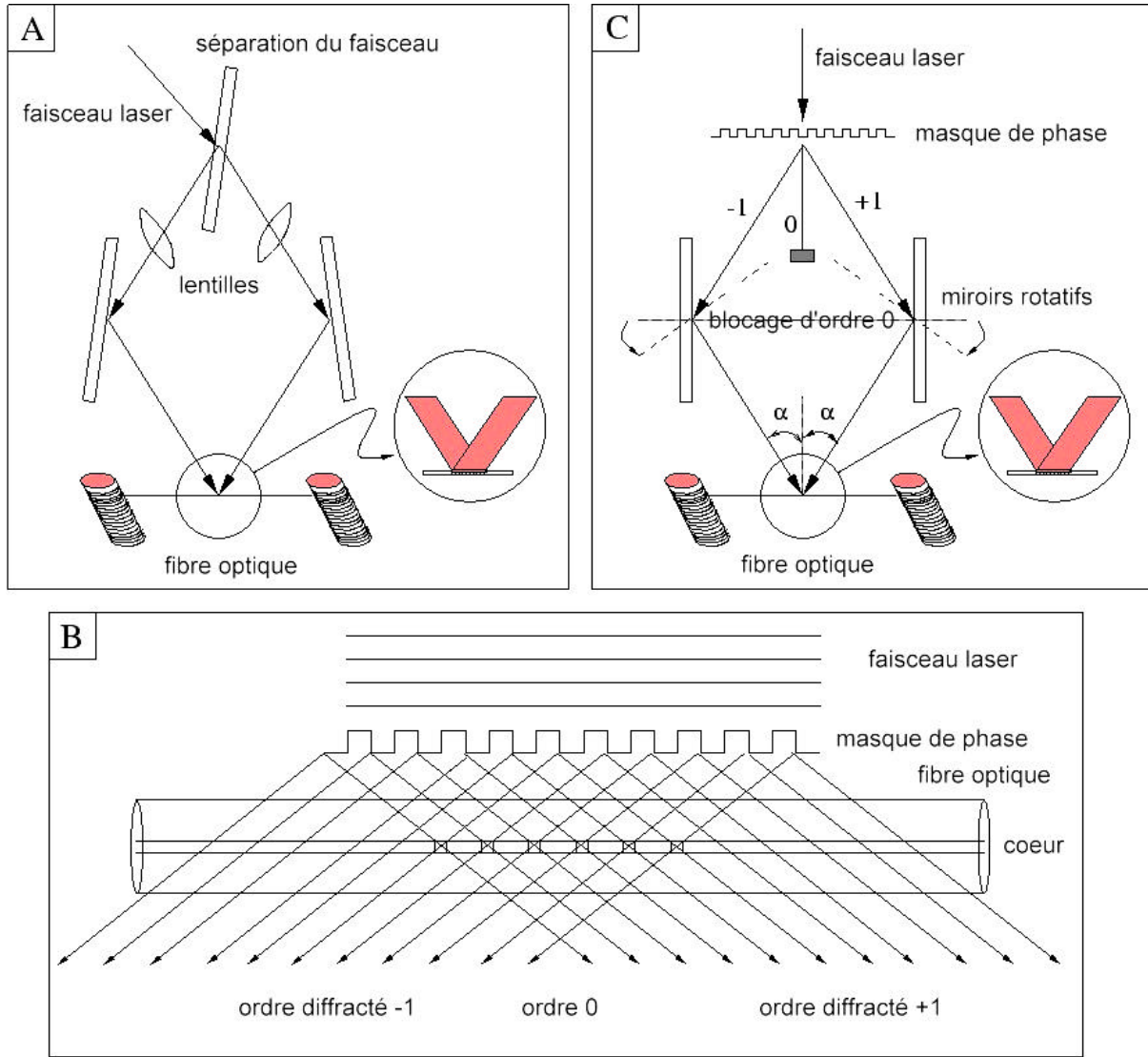


Figure 45: A, B, C, Fabrication de réseaux de Bragg par gravure de la fibre optique- différentes méthodes utilisées.

La longueur d'onde caractéristique λ , à laquelle un réseau réagira dépend de l'espacement l des lignes qui le forment. L'élongation de la jauge optique de déformation formée par le réseau est simplement égale à la variation relative de longueur d'onde caractéristique (qui peut être directement mesurée) multipliée par une constante k_2 qui dépend des propriétés de la fibre optique et de la gravure, soit:

$$e = \frac{\Delta l}{l} = k_2 \frac{\Delta \lambda}{\lambda} \quad (36)$$

la Figure 46 ci-dessous illustre un tel décalage de longueur d'onde.

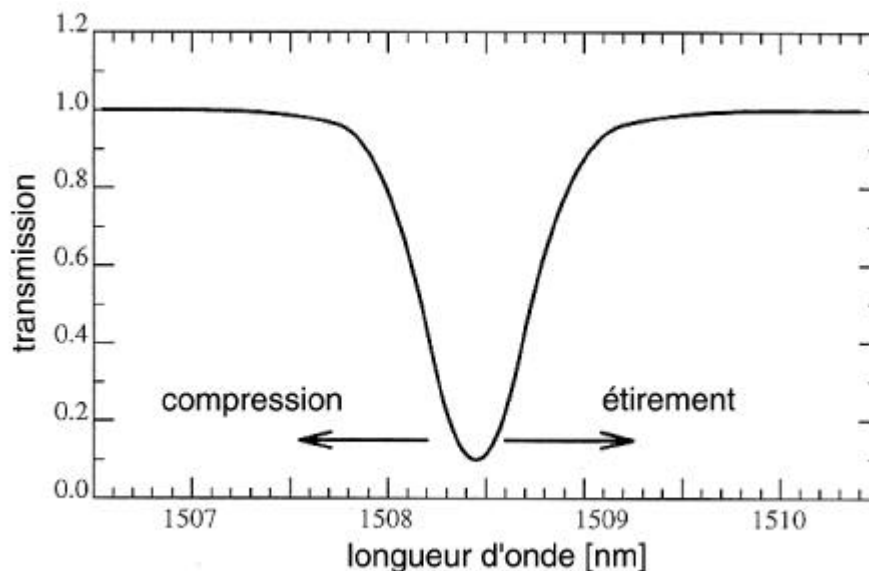


Figure 46: Exemple de décalage de la longueur caractéristique en fonction de la déformation appliqué.

Ainsi, conceptuellement, il y a une grande similarité entre un capteur de déformations basé sur un réseau de Bragg et une jauge de déformation traditionnelle. Une fois la fibre gravée, la source lumineuse et les instruments d'analyse sont mis en place pour constituer le système de mesure complet.

L'un des principaux avantages de cette méthode de mesure est que plusieurs réseaux ayant des longueurs d'ondes toutes différentes peuvent être placés à la suite sur une même fibre optique. Chaque réseau a sa signature particulière. Si le choix des espacements entre les longueurs d'onde caractéristiques permet d'éviter tout recouvrement dû au décalage de longueur d'onde pendant l'essai, chaque jauge optique peut être traitée sur la même fibre sans ambiguïté. La Figure 47 ci-dessous illustre ce principe.

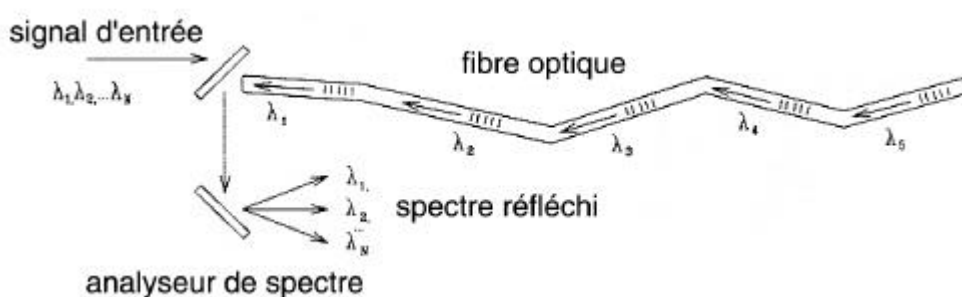


Figure 47: Association de plusieurs réseaux sur une fibre unique.

La longueur d'onde centrale caractéristique et l'amplitude de la réflexion du réseau réagissent à la déformation de la fibre là où se trouve le réseau. Une fois préparée, la fibre optique est placée dans l'éprouvette ou simplement rendue solidaire d'une structure existante. Elle répond alors aux déformations longitudinales de manière similaire à une jauge de déformations électrique traditionnelle. La Figure 48 ci-dessous illustre la comparaison entre les 2 types de jauges de déformations

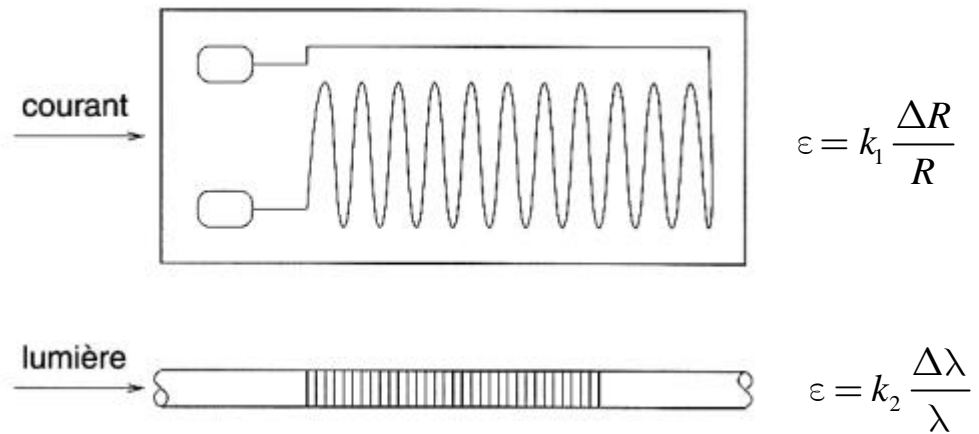


Figure 48: Comparaison entre jauges de déformations électriques et optiques.

Le domaine de mesure de la jauge optique est limité par la déformation maximale du verre qui vaut environ 1 %.

4.3.2 Détermination des déformations

En admettant une température constante dans le matériau au voisinage de la jauge, l'équation (1) donne la relation entre le décalage relatif de longueur d'onde et la déformation du cœur de la fibre optique correspondante ϵ_f .

$$e_f = (1 - p_e) \frac{\Delta l}{l_0} \quad (37)$$

avec λ_0 la longueur d'onde caractéristique du réseau avant le début de l'essai, $\Delta\lambda$ le décalage de longueur d'onde pour l'incrément de sollicitation considéré et $(1-p_e)$ un coefficient dépendant des propriétés opto-mécaniques des matériaux constituant de la fibre optique. Selon Melz (1996) et Russel et Archambault (1996), pour une longueur d'onde caractéristique de l'ordre de 1533 nm, p_e vaut environ 0.22

Finalement, la relation entre la déformation mesurée par le cœur de la fibre optique et la déformation du béton entourant la fibre dépend des propriétés mécaniques du revêtement polymère de la fibre qui tend à légèrement atténuer la déformation transmise à la partie sensible de la fibre. Selon Ansari et Libo (1998), la relation entre la déformation du cœur de la fibre et la déformation réelle du matériau entourant la fibre vaut:

$$e_c = k e_f \text{ où } \epsilon_c \text{ est la déformation du matériau entourant la fibre et } k > 1. \quad (38)$$

L'étude de la valeur exacte de la constante k est actuellement en cours. Dans l'état actuel des connaissances, on pourra admettre que $k=1$, en sachant que l'on sous-estime probablement les déformations réelles dans ce cas.

Les équations (37) et (38) donnent finalement la relation suivante entre le décalage de longueur d'onde et la déformation du béton entourant la fibre:

$$e_c = k(1 - p_e) \frac{\Delta I}{I_0} = 1.0 * 0.78 * \frac{\Delta I}{I_0} \quad (39)$$

4.3.3 Equipements de mesure

La Figure 49 ci-dessous montre le système de mesure optique. A l'extrême gauche, on distingue le contrôleur du laser à fréquence variable avec à sa droite, l'oscilloscope. L'émetteur du laser est placé devant le boîtier de contrôle, sur la table.



Figure 49: Système de mesure optique.

Un faisceau laser est émis par un laser à fréquence variable (1460-1580 nm, TUNICS, Photonetics) avec une résolution de 1 pm dans un coupleur optique à 50 %. Une des faces du coupleur est coupée à un angle de 8° pour minimiser les réflexions parasites, l'autre face est reliée à la fibre optique avec un ou plusieurs réseaux de Bragg. La lumière réfléchi(e) par le(s) réseau(x) est analysée par un Photodétecteur (New focus model 1611, 800-1800 nm) qui convertit le signal optique en un signal électrique transmis à l'oscilloscope pour le visualiser. Finalement, un ordinateur personnel est utilisé pour contrôler le laser à fréquence variable et pour recevoir les données de l'oscilloscope par l'intermédiaire d'un bus IEEE-488 et d'interfaces GPIB. Un programme Labview spécifiquement créé pour cette application permet le réglage de la fréquence du laser, de la fenêtre de mesure et le stockage des résultats sur le disque dur. Tous les connecteurs optiques sont de type FC/APC (diamant) pour réduire les pertes dues aux connections. Les fibres optiques sont de type monomode (Korning SMF-28). Après gravure des réseaux, les fibres ont été recouvertes d'un "recoating" de type Desolite ayant un module d'élasticité de l'ordre de 31 Mpa,

Les réseaux ont été réalisés par la société HIGHWAVE, Lannion, France. Leurs caractéristiques sont les suivantes:

- Longueur d'onde caractéristique initiale: entre 1510 et 1550 nm.
- Réflectivité: 10 à 15 %.
- Largeur de bande à mi hauteur (FWHM) 0.2 nm
- Indice de réfraction 1.55

Avant l'essai, chaque fibre est testée avec une résolution de ± 3 nm pour identifier clairement chaque réseau. Pendant l'essai, la résolution de la mesure est de 1 pm (1 picomètre = 10^{-12} m) . Une mesure sur un réseau prend environ 30 secondes (temps lié à l'équipement de mesure utilisé). Avec ce système de mesure, la précision sur la détermination des déformations vaut environ 1pm/1500 nm soit une valeur légèrement inférieure à 1 $\mu\epsilon$ (1 microstrain = 10^{-6} = 1 $\mu\text{m/m}$).

4.4 Mesure des émissions acoustiques

4.4.1 Principe de la mesure

La Figure 50 ci-dessous montre l'allure caractéristique d'un événement acoustique (enregistrement brut). La durée totale de l'événement est d'environ 500 μs . On notera la similitude d'un tel signal avec les signaux issus de sismographes utilisés pour l'étude des tremblements de terre. De manière similaire aux secousses sismiques se produisant dans l'écorce terrestre, les événements acoustiques enregistrés lors d'essais de rupture d'éprouvettes en béton sont la manifestation du surplus d'énergie restitué par la propagation instable de microfissures. Ce surplus d'énergie est capté en surface sous la forme d'une onde élastique de déformation par des capteurs piézoélectriques.

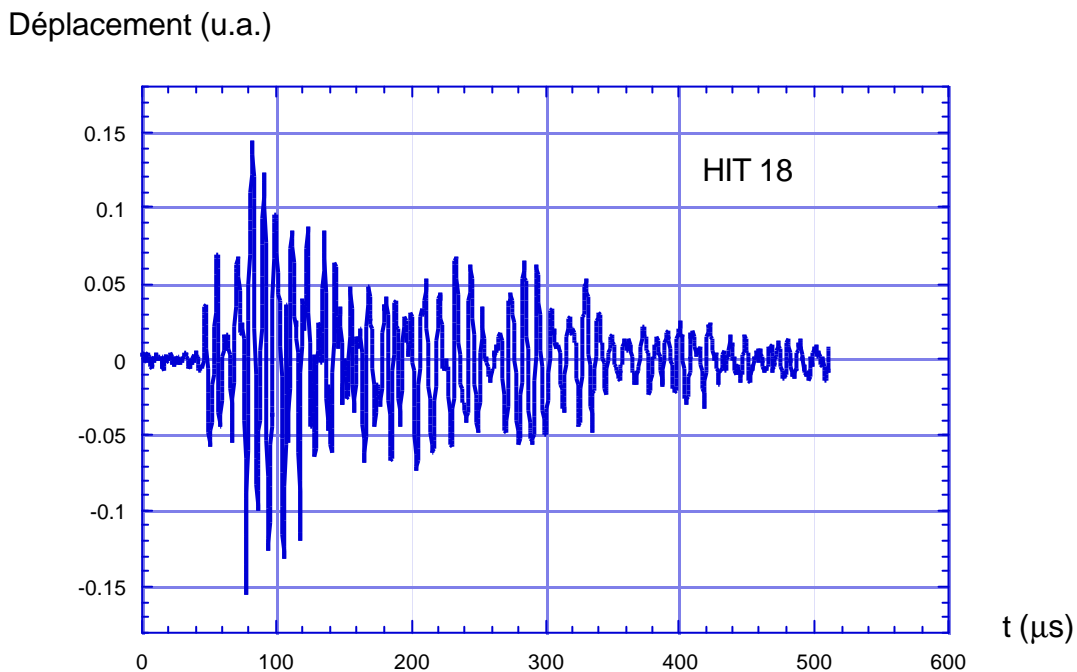


Figure 50: Allure d'un événement acoustique, diagramme brut déplacement - temps.

4.4.2 Équipements de mesure

Le système d'acquisition et de traitement des signaux d'émissions acoustiques est formé des éléments suivants:

- Capteurs de déplacement piézo-électriques PAC (Physical Acoustic Corporation) type S9203, large bande ($\cong 100\text{ kHz}$ à 1 MHz), surface de contact $\varnothing 10\text{ mm}$.

- Cartes d'acquisition PAC type AEDSP-32/16 avec convertisseur analogique digital, échantillonnage sur 16 bits, avec 3 entrée ± 10 V dont 2 à haute fréquence d'échantillonnage, (jusqu'à 8 MHz) et 1 à basse fréquence (jusqu'à 100 Hz).
- Ordinateur personnel avec logiciel d'acquisition et de traitement MISTRAS 2.0 (PAC).

Le nombre de points enregistrés par évènement détecté, par capteur, est fixé à 2048 soit une durée d'enregistrement de 500 μ s par évènement. Quatre capteurs piézo-électriques sont utilisés en tout. Ces capteurs sont mis au contact de la surface de l'éprouvette au moyen d'un couplant (vaseline) et maintenus en place au moyen d'un bâti de support fixé sur l'éprouvette. Une légère pression est appliquée sur la surface de contact. La Figure 51 ci-dessous montre la disposition des capteurs sur les faces latérales de l'éprouvette de fendage par coin.

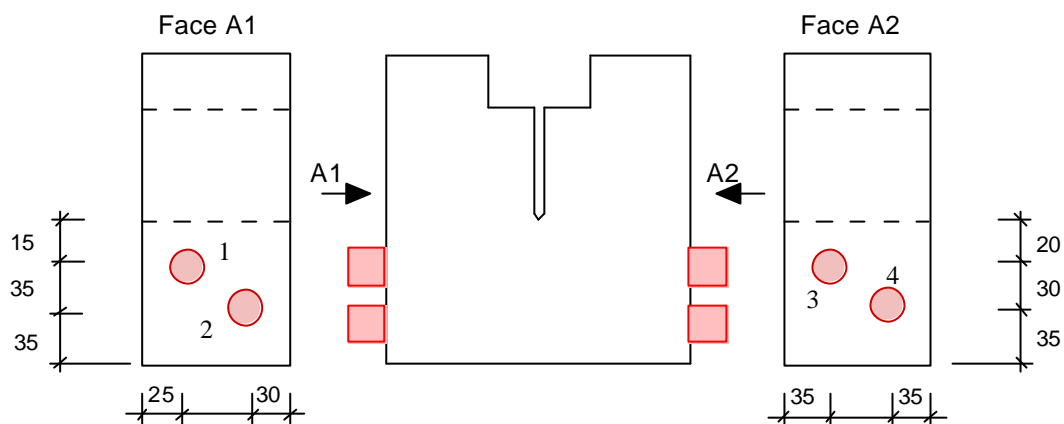


Figure 51: Disposition des capteurs d'émissions acoustiques sur une éprouvette de fendage par coin.

Les 2 premiers canaux à haute fréquence de chaque carte d'acquisition sont reliés chacun à un préamplificateur relié lui-même à un capteur d'émissions acoustiques. Le 3^{ème} canal, basse fréquence de l'une des cartes est relié au canal de Force de la machine d'essai, le 3^{ème} canal basse fréquence de l'autre carte est relié au canal du déplacement en fond d'entaille (w_{h2} selon Figure 40) de l'éprouvette. Les mesures sont visualisées en temps réel et enregistrées sur l'ordinateur personnel. On enregistre les signaux temporels liés aux évènements acoustiques, l'instant d'arrivée de chaque signal et simultanément les paramètres de force et de déplacement associés.

4.4.3 Traitement des données

Le traitement des données se fait en utilisant un logiciel développé au LMC (Laboratoire de Matériaux de Construction – EPFL) par Lucie Baillon. Ce logiciel permet de trier les signaux bruts et regrouper pour les 4 capteurs utilisés les signaux issus d'un même évènement (algorithme basé sur le plus grand chemin entre 2 capteurs). Le résultat obtenu est le nombre d'évènements à chaque instant.

4.5 Mesure externe de longueur de fissure

4.5.1 Généralités

La mesure de l'étendue et de la forme des fissures a fait l'objet de nombreux travaux expérimentaux. Parmi les techniques les plus connues appliquées aux essais de rupture on peut citer:

- Méthodes basées sur la variation de complaisance
- Méthodes optiques: Moiré, Holographie, ESPI, etc.
- Méthodes par pénétration de liquides
- Microscopie optique ou MEB (Méthodes répliques basées sur la prise d'empreintes en surface)
- Méthodes par variations de conductivité d'une surface témoin appliquée sur l'éprouvette,
- Méthodes par variation de conductivité de l'éprouvette (matériaux conducteurs).

4.5.2 Technique de mesure par jauge conductrice

Il s'agit d'une surface conductrice formée d'une mince feuille métallique qui est collée au moyen d'une résine sur la surface de l'éprouvette. La principale difficulté réside dans le choix et la mise en œuvre du collage pour garantir que la colle est moins déformable que le béton et qu'il n'y a pas d'effets de pontage possibles. Cette technique a été appliquée avec succès à la mesure de la vitesse de propagation de fissures lors d'essai de rupture en régime dynamique.

La technique de mesure de longueur de fissure par jauge graphite a été développée par Stadler et Béguelin (1987) pour les matériaux polymères. Elle consiste à créer directement sur la surface de l'éprouvette, autour du chemin probable de la fissure, une surface conductrice soumise à un champ électrique dont les lignes de courant sont perpendiculaires à la trajectoire probable de la fissure. Elle est inspirée de la méthode des jauges conductrices utilisées pour les métaux. La Figure 52 ci-dessous illustre le principe de la jauge graphite. Stadler et al. (1985) ont montré que les lignes de courant peuvent épouser une petite discontinuité de la surface conductrice sans créer de chute de tension notable. La jauge n'est donc pas sensible aux faibles longueurs de fissure. C'est la raison pour laquelle on crée volontairement une jauge plus longue que nécessaire pour la surface à équiper, et déjà "pré-fissurée" d'une longueur a comme indiqué dans la Figure 52 ci-dessous. La longueur effective du ligament à équiper est $l-a$.

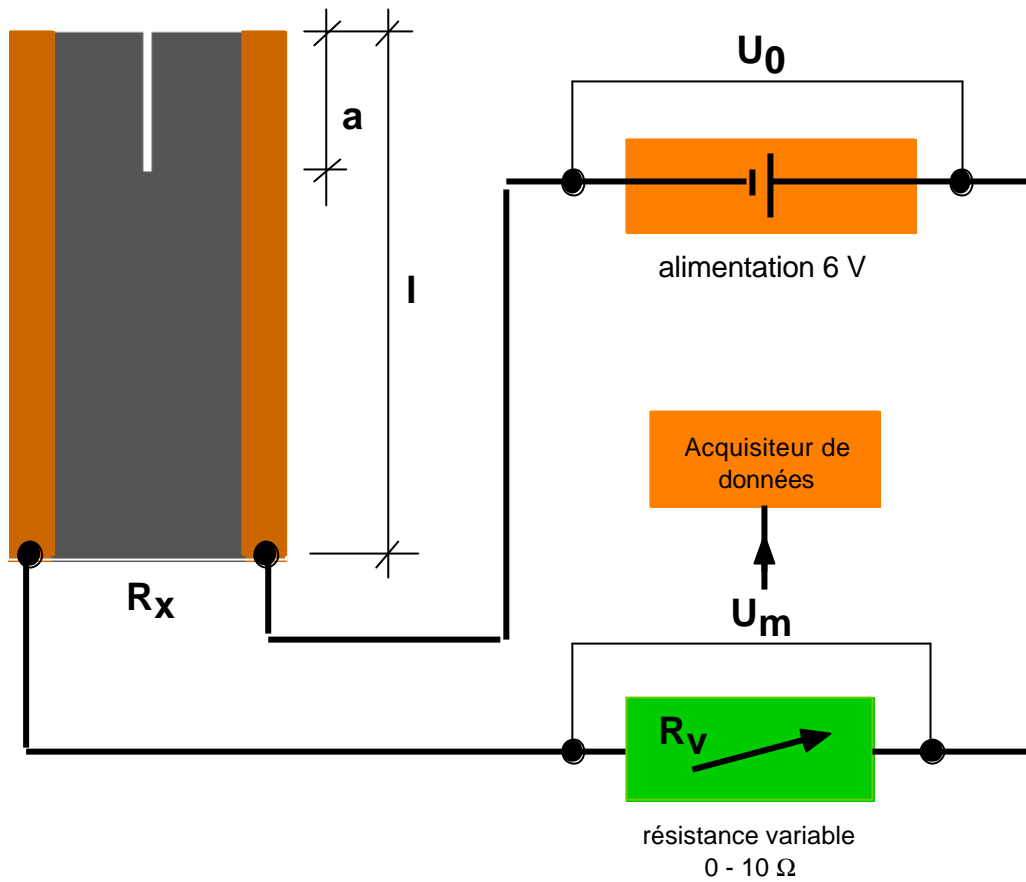


Figure 52: Principe de la mesure de longueur de fissure par jauge graphite.

Une tension électrique U_0 de 6 V est appliquée aux bornes du circuit. La fissure en progressant coupe les lignes de courant et fait chuter la tension traversant le circuit. Une résistance variable R_v de 0 à 10 Ω placée en série avec la jauge graphite, permet d'ajuster la tension mesurable. En mesurant la tension U_m aux bornes de cette résistance variable on obtient la tension aux bornes de la jauge. La tension U_m est liée à la résistance R_x de la jauge par la relation suivante:

$$U_m \simeq U_0 \left(\frac{R_v}{R_x} \right) \quad (40)$$

La relation entre la longueur de fissure et la résistivité de la jauge a été établie par Stalder (1985) empiriquement et vaut, avec Δ un facteur correctif d'élancement de la jauge,

$$\frac{R_0}{R_x} = 1 - \frac{a}{l} + \Delta \quad \text{où} \quad \Delta \approx 0.2 \left(\frac{b}{l} \right) \quad \text{avec } b \text{ largeur de la jauge et } l \text{ sa longueur.} \quad (41)$$

$$\text{D'où: } U_m \simeq U_0 \frac{R_v}{R_0} \left(1 - \frac{a}{l} + 0.2 \frac{b}{l} \right) \quad (42)$$

$$\text{Et finalement: } \frac{a}{l} = 1 - \left(\frac{U_m R_0}{U_0 R_v} \right) + 0.2 \left(\frac{b}{l} \right) \quad (43)$$

La couche de graphite conductrice est appliquée au moyen d'un spray graphite de type colloïdal. Les pistes conductrices sont en Scotch conducteur cuivre de 6.4 mm de large. Elles sont munies d'une colle conductrice qui permet de les appliquer directement telles quelles sur le graphite. Une électrode en cuivre est placée de chaque côté, à l'extrémité inférieure de la jauge de fissure, collée sur le béton, à cheval sur la piste conductrice en Scotch cuivre. Une deuxième épaisseur de ce Scotch est placée à cheval entre l'électrode et la piste conductrice principale pour garantir la continuité de la conduction du courant. Chaque électrode est reliée à une des bornes du circuit. La tension U_m aux bornes de la résistance variable est enregistrée en fonction du temps sur un acquiiseur de données avec une fréquence d'acquisition maximale de 10 Hz. On enregistre simultanément sur le même acquiiseur la force de fendage, le déplacement de la traverse et les déplacements w_{h1} et w_{h2} mesurés sur l'éprouvette. La Figure 53 ci-dessous illustre le principe de la méthode appliquée à une éprouvette de fendage par coin:

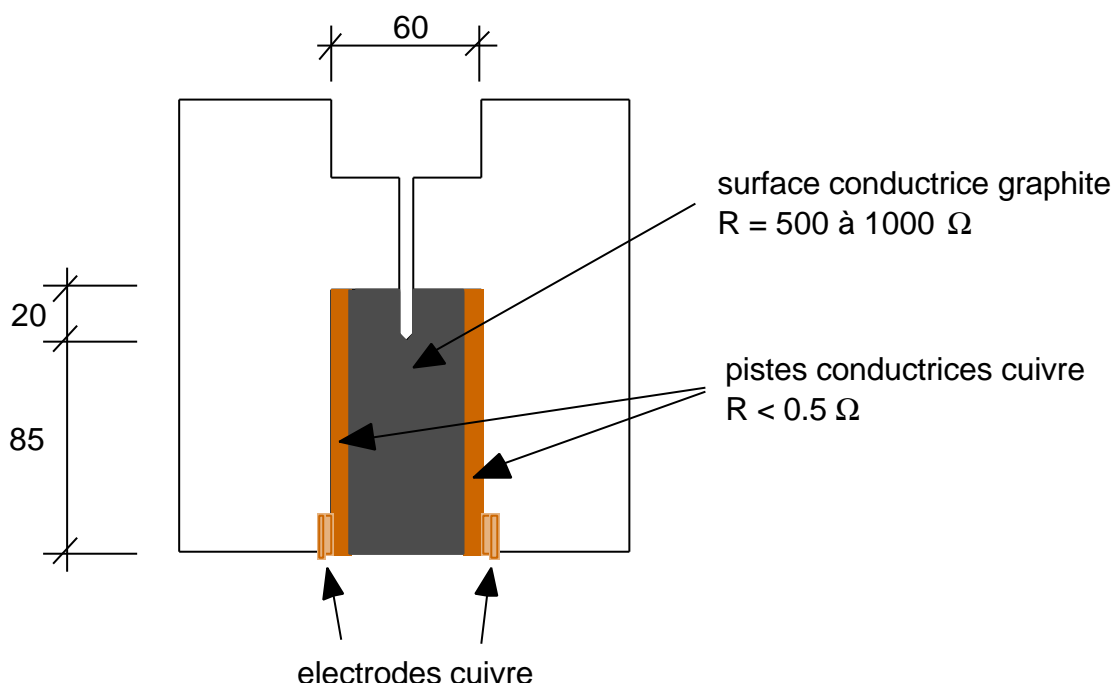


Figure 53: Mesure de fissure par jauge conductrice. Application au fendage par coin.

4.5.3 Traitement des données

Les mesures de tension électrique sont enregistrées sur un acquiiseur puis transmises à la fin de l'essai à un ordinateur personnel. Les mesures de tension sont converties en valeurs de longueur de fissure selon l'équation (43).

4.5.4 Validation de la technique de mesure

Cinq éprouvettes de fendage par coin, issues de la même gâchée (N° 4) ont été équipées d'une jauge de fissure en graphite et soumises à un programme de sollicitation cycliques, en déplacement w_{h1} imposé, en suivant l'enveloppe de rupture. On a ensuite déterminé, pour chaque éprouvette, en plus de la longueur de fissure fournie par la jauge graphite, les longueurs de fissure suivantes:

- Longueur de fissure fictive, réelle et totale selon modèle de fissure fictive.
- Longueur de fissure équivalente basée sur la complaisance sécante à l'origine.
- Longueurs de fissure équivalentes basées sur la complaisance effective pour un cycle

Les longueurs de fissure fictives, réelles et totales selon le modèle de fissure fictive de Hillerborg ont été déterminées par un calcul non linéaire, par éléments finis (programme MERLIN, de Reich, Cervenka, Saouma (1997)). Les paramètres de softening ont été déterminés à partir des résultats d'essais. L'ensemble des résultats expérimentaux est donné en annexe III, de même que le détail des déterminations des longueurs de fissure par calcul. La Figure 54 ci-dessous montre la courbe force-déplacement obtenue pour l'une des éprouvettes testées, avec pour un cycle, l'illustration des 3 méthodes de détermination de la complaisance. La méthode A consiste à déterminer la complaisance sur la base des points d'intersection des branches ascendantes et descendantes du cycle. La méthode B est basée sur une tangente à la partie intermédiaire de la branche ascendante. La méthode C est basée sur la sécante entre l'origine des axes et le point marquant le début de la branche descendante du cycle. Chaque complaisance ainsi déterminée permet de calculer une longueur de fissure équivalente, dans le cas linéaire élastique, sans softening.

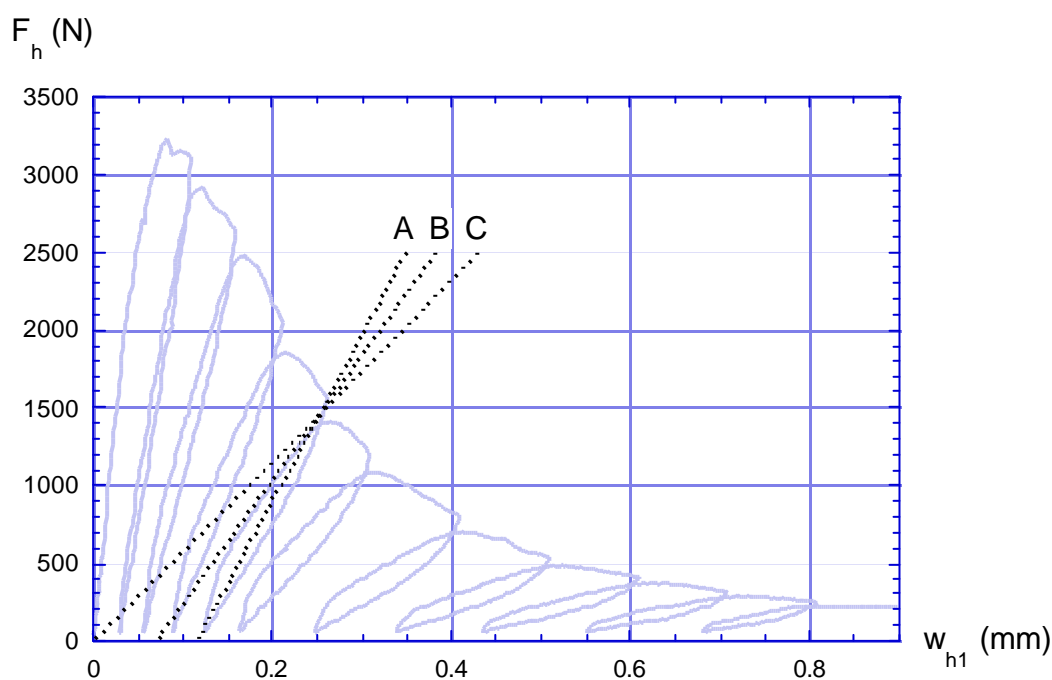


Figure 54: Méthodes de détermination de la complaisance: A et B, sur la base du cycle, C sécante à l'origine.

La Figure ci-dessous montre la comparaison des 2 méthodes basées sur la complaisance du cycle (A et B), en fonction de la complaisance sécante (Méthode C). On constate que les 2 méthodes A et B donnent des résultats pratiquement similaires. La linéarité de la relation entre complaisance sécante à l'origine (méthode C) et sécante sur les points extrêmes du cycle (méthode B) que l'on note sur la Figure 55 a été déjà mise en évidence par Plizzari et Saouma (1996).

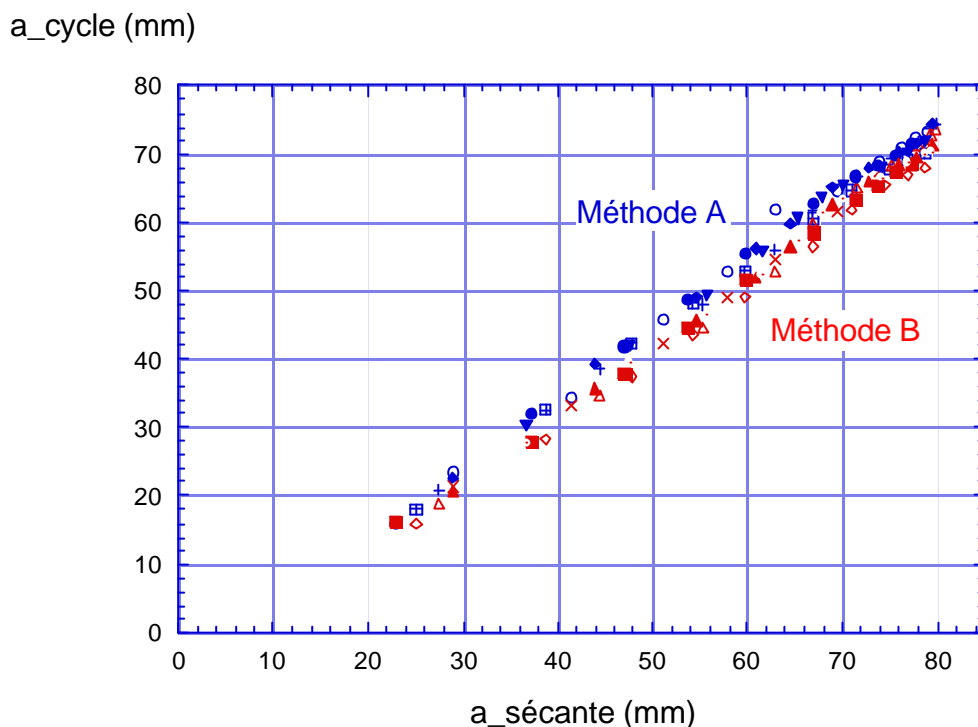


Figure 55: Comparaison des méthodes de calcul de la longueur de fissure équivalente sur la base de la complaisance des cycles (méthodes A et B).

La Figure 56 ci-dessous montre la comparaison des longueurs de fissures mesurées par la jauge graphite et déterminées soit par calcul non linéaire (Modèle de fissure fictive), soit par équivalence avec une éprouvette linéaire élastique (méthodes B et C). Les cercles correspondent aux longueurs de fissures déterminées à partir des résultats des essais des 5 éprouvettes testées. Chaque cercle correspond à une longueur de fissure pour une éprouvette et une méthode donnée. Les courbes continues correspondent au calcul par le modèle de fissure fictive avec les paramètres tirés de l'enveloppe de toutes les courbes Force déplacement (détails en Annexe III). En examinant la Figure 56, on constate que les longueurs de fissure équivalentes basées sur la complaisance sont relativement proches de la longueur de fissure totale prédite par le modèle de fissure fictive. La longueur déterminée par la jauge graphite suit quant à elle une évolution plus proche de la longueur de fissure réelle (real crack ou macro crack) du modèle de fissure fictive. Ceci s'explique par le fait que la fissure fictive n'est qu'une représentation du processus d'endommagement qui ne se traduit apparemment pas, en surface, par une discontinuité du matériau qui ferait réagir la jauge graphite. La jauge graphite réagit toutefois assez rapidement à la propagation de fissures au voisinage du pic de force (environ 0.1 mm selon la Figure 54). Par ailleurs la dispersion des mesures de la jauge graphite est comparable à celles des autres méthodes basées sur la complaisance.

longueur de fissure (mm)

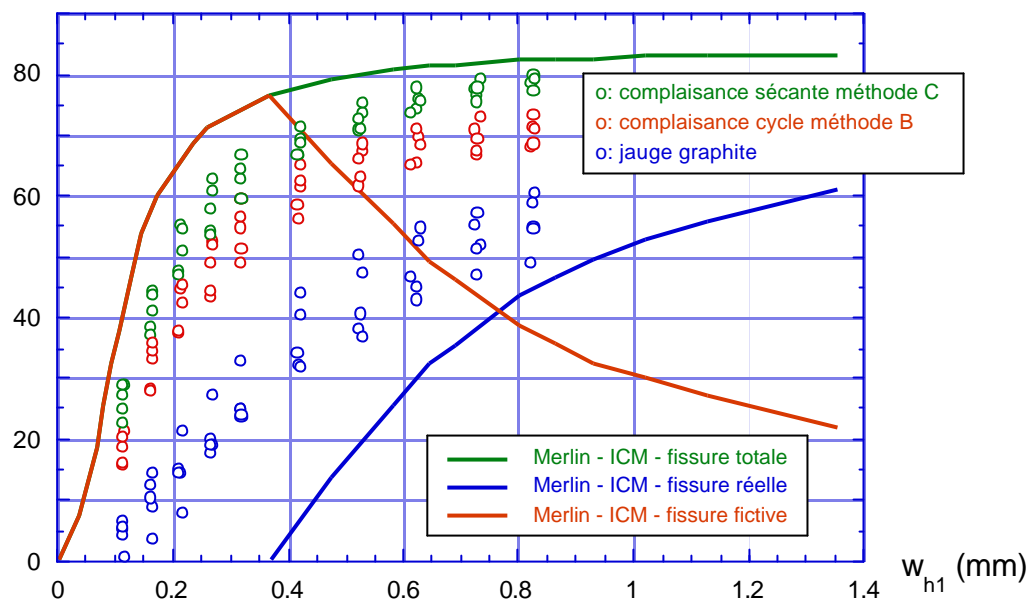


Figure 56: Comparaison des longueurs de fissure mesurées par la jauge graphite et déterminées par différentes méthodes de calcul.

4.6 Préparation de l'essai

Le mode opératoire était le suivant:

- Mise en place de l'éprouvette dans la configuration d'essai avec tout l'équipement de mesure, essai prêt à démarrer, vérin au repos.
- Attente de 2 à 4 heures jusqu'à ce que les déplacements mesurés par les capteurs sur l'éprouvette soient parfaitement stables.
- Démarrage de l'essai à proprement parler.

5 Description des matériaux utilisés

5.1 Critères de choix

Diamètre maximum des granulats D_{\max} suffisamment petit pour avoir un volume de rupture représentatif avec un ligament de 85 mm, et rapport Eau/Ciment suffisamment bas pour garantir une bonne compacité et une résistance suffisante. A partir de ces considérations, on a décidé d'utiliser un diamètre maximum des grains de 8 mm, avec l'adjonction d'un superfluidifiant pour garder le rapport eau/liant assez bas (environ 0.44).

5.2 Composition

L'annexe IV décrit en détail les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que la méthode de composition du béton. La composition du béton utilisé pour tous les essais est donnée ci-dessous:

– Ciment CEM I 42.5	460 kg/m ³
– Sable 0/4 mm	670 kg/m ³
– Gravier 4/8 mm	1006 kg/m ³
– Eau	196 l/m ³
– Superfluidifiant	3.68 kg/m ³

5.3 Préparation des éprouvettes

Chaque gâchée permet de réaliser 3 prismes 12/12/36 cm et des cylindres Ø 16 hauteur 32 cm pour les essais de caractérisation du matériau ainsi que 3 blocs prismatiques 60/20/21 cm dans lesquels 15 éprouvettes de fendage seront découpées. Les blocs, les cylindres et les prismes sont démoulés après 1 à 2 jours. Ils sont stockés en chambre humide à 20 °C et 95 % HR. Toutes les éprouvettes sont maintenues humides pendant les travaux de sciage et rectification hors de la chambre humide. Les éprouvettes de fendage par coin sont sciées et rectifiées pour les amener à la géométrie voulue. L'encoche de 60 x 30 mm selon la Figure 40 est moulée. La préfissure est sciée. La face inférieure des éprouvettes de fendage correspond à la face de damage. Trois jours avant le début des essais, les éprouvettes de fendage sont retirées de la chambre humide et mises à sécher superficiellement à l'air ambiant pendant 2 à 3 heures jusqu'à ce que leur surface soit prête à recevoir l'enduit de cure destiné à empêcher le séchage pendant les essais. Avant l'application de l'enduit les zones de collage des supports de capteurs et la surface (60 x 100 mm centrée sur le ligament – selon Figure 53) destinée à recevoir la jauge de fissure sont marquées et protégées.

Vingt-quatre heures après application de l'enduit de cure, la zone de la jauge de fissure est découverte. On y pulvérise une couche de fond en peinture acrylique blanche destinée à isoler la jauge de fissure conductrice de l'humidité présente dans le béton. Enfin, 24 heures après, on pulvérise du Graphite colloïdal sur la couche de fond en peinture acrylique, sur la zone de la jauge de fissure. Les éprouvettes étanchées sont stockées dans le local d'essai 1 jour avant le début de l'essai. Le jour de l'essai on colle les supports des capteurs de déplacement et on complète la jauge de fissure.

Les capteurs d'émissions acoustiques sont placés, le cas échéant, sur l'éprouvette déjà équipée de la jauge de fissure et des capteurs de déplacement.

Pour réduire au minimum les manipulations, les éprouvettes de fendage munies de capteurs internes de déformations (fibres optiques avec réseaux de Bragg), ont été coulées chacune dans un moule séparé. La durée de l'essai étant limitée à environ 3 heures et les sollicitations appliquées (monotones) ne nécessitant pas de précautions particulières, ces éprouvettes n'ont pas été protégées de la dessiccation pendant l'essai. Elles furent toutefois maintenues humides au cours de toutes les manipulations précédant l'essai.

Les prismes 12/12/36 cm ne sont pas protégés par un enduit de cure. Ils sont sortis de la chambre humide juste avant l'essai et testés immédiatement. Enfin, tous les cylindres 16/32 cm sont recouverts 1 jour avant l'essai du même enduit de cure que les éprouvettes de fendage par coin.

5.4 Caractérisation des matériaux

5.4.1 Généralités

Pour chaque gâchée, on a caractérisé les propriétés de base du béton frais (consistance, rapport E/C) et du béton durci (résistance à la compression sur cylindre et sur $\frac{1}{2}$ prisme, résistance à la flexion sur prisme). En plus, à titre de contrôle, on a déterminé sur quelques gâchées la masse volumique du béton frais et sa teneur en air.

5.4.2 Méthodes d'essai

La consistance du béton est déterminée soit à l'aide de la boîte de Walz (mesure de compactabilité selon SIA 162/1), soit à l'aide du slump test (essai d'affaissement selon SIA 162/1). Comme la consistance du béton est liquide (slump > 20 cm), on a complété l'essai d'affaissement habituel en mesurant non seulement la hauteur d'affaissement mais aussi le diamètre de la galette de béton après affaissement (l'affaissement est purement lié à la gravité, sans secousses, contrairement à l'essai d'étalement selon DIN décrit dans la norme SIA 162/1). Cette mesure correspond à l'essai de slump modifié tel qu'il est utilisé pour les bétons auto-compactants. Les 2 valeurs: affaissement et diamètre moyen de la galette de béton caractérisent sans ambiguïté la consistance du béton et permettent de comparer les propriétés des différentes gâchées entre elles.

Les essais sur les éprouvettes de béton durci sont des essais de contrôle de routine (compression simple et flexion simple). Ils sont exécutés avec des machines d'essai simples à réglage manuel de la vitesse de sollicitation par un débimètre. Pour pouvoir comparer les résultats sur la même base entre eux et avec ceux des essais de fendage par coin, on a fixé un temps de référence pour arriver à la force maximale (en compression et en flexion) correspondant à la vitesse intermédiaire des essais de rupture soit: environ 2 minutes pour arriver au pic. Tous les essais de caractérisation ont été effectués en respectant ce critère, à l'aide d'un chronomètre.

5.4.3 Identification des gâchées et des éprouvettes

Les éprouvettes équipées de réseaux de Bragg sont issues de la gâchée dénommée Bragg_1. Les 2 éprouvettes correspondantes sont nommées M5F et M6F.

Toutes les autres gâchées sont identifiées par un numéro de gâchée (entre 4 et 22). Les éprouvettes sont identifiées par une séquence du type M1.X.Y où X est le numéro de la gâchée et Y le numéro de l'éprouvette.

5.4.4 Composition et Caractérisation du béton frais

Le Tableau 1ci-dessous résume la composition et les propriétés du béton frais des gâchées utilisées:

N° Gâchée	Dosage en ciment [kg/m ³]	E/C [---]	Cône d'Abrams	
			Affaissement [cm]	Ø galette [cm]
Bragg_1	460	0.44	Walz: 1.03 → consistance K4	
4	460	0.44	Walz: 1.03 → consistance K4	
7	460	0.44	26	47
9	460	0.44	26	47
17	460	0.43	23	40
18	460	0.43	24	42
19	460	0.45	25	48
20	460	0.44	26	55
21	460	0.43	25	48
22	460	0.43	25	48

Tableau 1: composition et propriétés du béton frais pour toutes les gâchées

En plus du contrôle systématique de la composition et de la consistance, on a déterminé pour les gâchées Bragg_1 d'une part et 4 et 7 d'autre part, la masse volumique apparente du béton frais et sa teneur en air. Les valeurs obtenues sont données dans le Tableau 2 ci-dessous:

N° de Gâchée	Masse Volumique apparente du béton frais [kg/m ³]	Teneur en air du béton frais [%]
Bragg_1	2275	5.0
4	2350	2.3
7	2350	2.4

Tableau 2: propriétés du béton frais, masse volumique et teneur en air

5.4.5 Caractérisation du béton durci

Les gâchées 7 et 9 ont été utilisées pour effectuer des essais de caractérisation de la résistance à la traction uniaxiale du béton utilisé, avec et sans entaille (éprouvettes protégées de la dessiccation). Chaque résultat en traction uniaxiale est obtenu sur la base de 4 essais sur des carottes \varnothing 15 cm, l = 40 cm. Les résultats de ces essais sont donnés dans le Tableau 3 ci-dessous (gâchée 7: essais de traction uniaxiale sans entaille, gâchée 9 avec une entaille de 10 mm sur tout le périmètre de l'éprouvette):

N° Gâchée	Résistance à la flexion sur prisme et age		Résistance à la compression sur ½ prismes et age d'essai		Résistance à la traction uniaxiale et age	
	[N/mm ²]	[Jours]	[N/mm ²]	[Jours]	[N/mm ²]	[Jours]
7	7.0±0.3	29	51.2±1.2	29	4.4±0.2	29
9	6.0±0.7	28	49.7±0.7	28	3.9±0.1*	28

*: le résultat est obtenu en rapportant la force de rupture à la section nette, déduction faite de l'entaille

Tableau 3: propriétés du béton durci, gâchées 7 et 9 (essais de traction uniaxiale)

Le Tableau 4 ci-dessous résume les propriétés mécaniques (moyenne et écart-type) mesurées sur les éprouvettes témoin des gâchées Bragg_1 d'une part et 17 à 22 d'autre part (la gâchée 21 a été testée en 2 temps 21a et 21b).

N° Gâchée	Résistance à la flexion sur prisme et age d'essai		Résistance à la compression sur ½ prismes et age d'essai		Résistance à la compression sur cylindres et age d'essai	
	[N/mm ²]	[Jours]	[N/mm ²]	[Jours]	[N/mm ²]	[Jours]
Bragg_1	6.6	14	44	14	/	/
17	7.4±0.3	39	52.9±2	39	51.4±1.1	53
18	7.5±0.1	60	53.2±2.2	60	54.6±0.5	70
19	6.4±0.2	57	58.6±1.9	57	54.6±1.4	63
20	8.0±0.4	81	61.2±1.4	81	62.5±1.1	96
21a	/	/	/	/	56.3±1.8	48
21b	8.0±0.2	91	61.5±2.4	91	62.4±0.1	91
22	7.5±0.4	62	58.0±0.9	62	53.5±3.5	81

Tableau 4: propriétés du béton durci, gâchées 17 à 22

6 Résultats expérimentaux

6.1 Essais de relaxation

6.1.1 Généralités

Les essais de relaxation présentés dans ce qui suit ont été effectués à partir de 3 gâchées différentes, avec différentes conditions aux limites (géométrie de l'éprouvette, paramètre de contrôle de l'essai, histoire). En plus des essais de fendage par coin, on a effectué pour chaque gâchée à titre de contrôle des essais de relaxation en compression sur des cylindres 16/32 cm, dont les résultats ne seront pas détaillés. Le Tableau 5 ci-dessous résume les essais de relaxation effectués et leur motivation.

Gâchée	Motivation des essais de relaxation
19	Déterminer le domaine de variabilité des réponses mesurées (contrôle w_{h1})
20	Déterminer: <ul style="list-style-type: none"> - L'effet de l'histoire de sollicitation (contrôle w_{h1}) - L'effet du mode de contrôle (traverse, w_{h1}, w_{h2}) - L'effet de la concentration des contraintes en fond d'entaille (éprouvette de fendage normale ou avec trou carotté en fond d'entaille pour réduire la concentration des contraintes - contrôle w_{h1})
22	- Mesurer les émissions acoustiques à différents niveaux de sollicitation avant et pendant les paliers de relaxation, avec 2 modes de contrôle de l'essai: contrôle traverse et w_{h1} .

Tableau 5: Motivation des essais de relaxation

Chaque éprouvette de fendage par coin est sollicitée en 2 temps. On applique d'abord une rampe en contrôle de traverse (déplacement de la tête du vérin), vitesse 2 mm/minute jusqu'à une force $F_h=559.8$ N (environ 18 % du pic de force) puis on applique une succession de rampes suivies de paliers de relaxation, en contrôlant un déplacement choisi parmi les 3 possibles (w_{h1} , w_{h2} ou traverse). Le paramètre de contrôle reste le même pour toute la durée de l'essai. Les paliers de relaxation sont déclenchés avant pic (de force), au pic et après pic pour couvrir les différents stades du développement de la fissuration.

Les essais de relaxation en compression sont contrôlés par le déplacement moyen de 3 capteurs inductifs, solidaires du tiers central de l'éprouvette cylindrique.

6.1.2 Influence du niveau de sollicitation, contrôle w_{h1} (essais de fendage)

Trois éprouvettes de fendage par coin âgées de 55 jours ont été testées dans les mêmes conditions. Le premier palier de relaxation correspond à une force $F_h=1119.6$ N ($\cong 1/3$ du pic de force). Il est atteint en contrôle de déplacement w_{h1} , avec une vitesse de 0.15 mm/min. Ce

palier est destiné à mesurer la réponse viscoélastique de l'éprouvette dans un domaine où la micro fissuration est a priori inactive. Les paliers suivants sont atteints avec une vitesse de 0.05 mm/min. Les paliers ont la même durée pour toutes les éprouvettes, à l'exception du premier palier de l'éprouvette N° M11915 dont la durée est plus longue que celle du premier palier des autres éprouvettes. La Figure 57 ci-dessous présente les courbes force-déplacement des 3 éprouvettes testées avec la localisation des paliers de relaxation. La Figure 58 montre les courbes force-temps correspondantes.

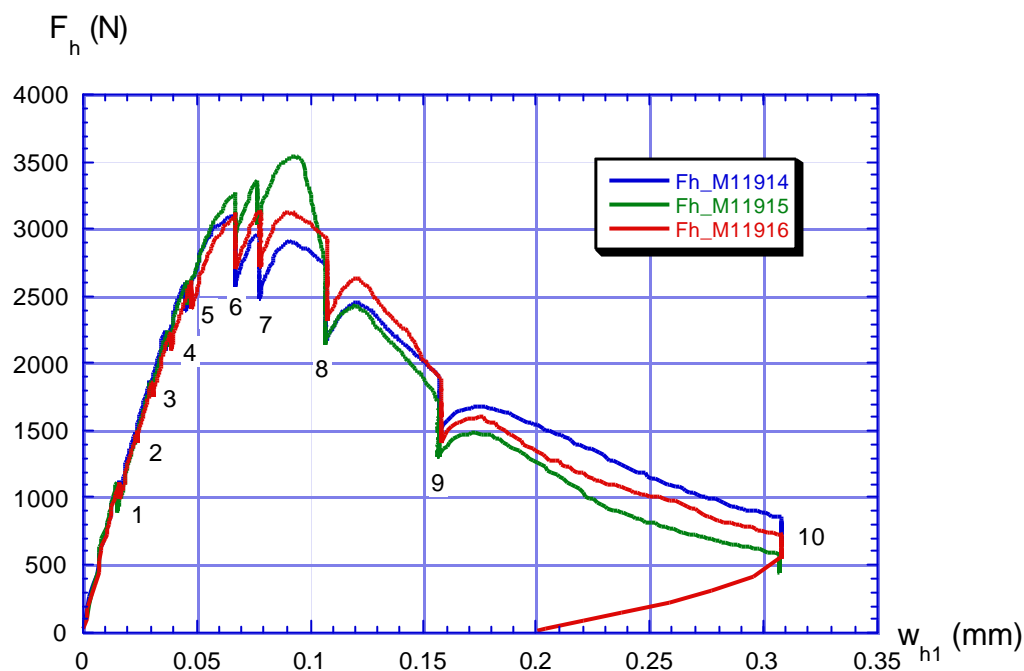


Figure 57: Eprouvettes M11914, 15, 16. Courbes Force F_h - déplacements w_{h1} .

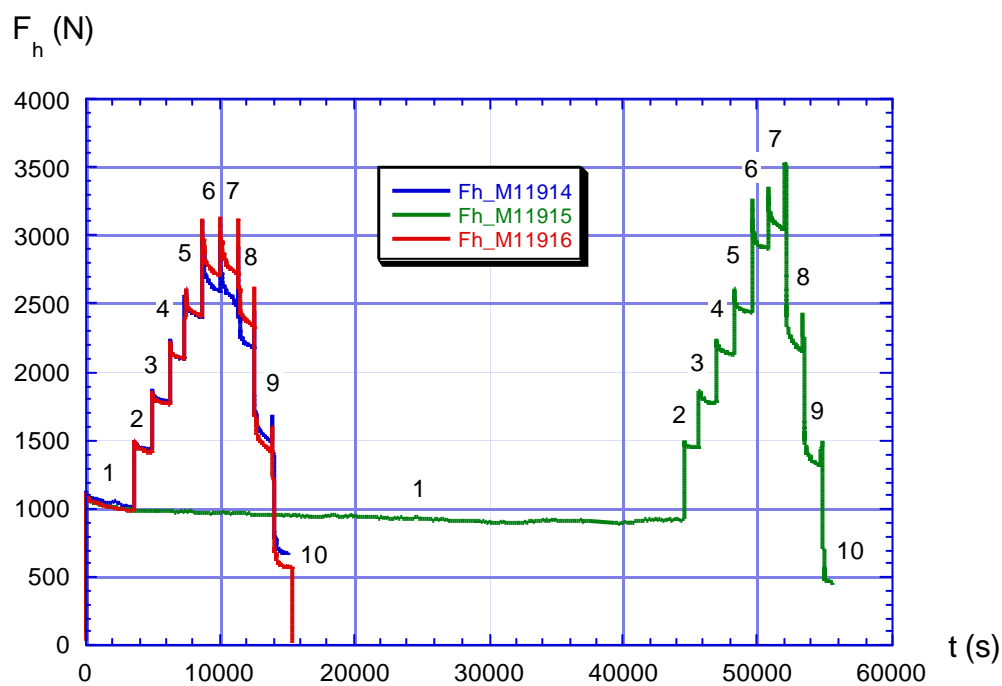


Figure 58: Eprouvettes M11914, 15, 16. Courbes Force F_h - temps.

Dans ce qui suit, on présente d'abord les résultats complets d'une des éprouvettes à titre d'exemple (N° M11914).

La Figure 59 et la Figure 60 ci-dessous présentent tous les paliers de relaxation absolue en fonction du temps en axes cartésiens et semi-logarithmiques pour cette éprouvette. La représentation cartésienne donne une vue d'ensemble du comportement. La représentation semi-logarithmique permet d'une part de visualiser le comportement aux temps courts et longs de manière plus précise et d'autre part d'identifier des changements du comportement viscoélastique apparent.

Sur la Figure 59, on constate que l'ampleur des relaxations absolues suit le déroulement de l'essai. Jusqu'au pic, sur une même durée, les relaxations absolues augmentent d'un palier à l'autre avec un extrême pour les paliers 6 et 7 au voisinage du pic. Après pic, sur une même durée les relaxations absolues diminuent d'un palier à l'autre. De part et d'autre du pic, à des niveaux de sollicitation équivalents en termes de force, les relaxations absolues sont différentes comme on peut le voir sur la Figure 59 en comparant deux à deux les relaxations des paliers 5 et 8 d'une part et 3 et 9 d'autre part. Au même niveau de force, les relaxations post pic sont systématiquement plus marquées. En axes cartésiens, Figure 59, on pourrait croire que cette différence se manifeste au début du palier et qu'après un certain temps (environ 500 s) les vitesses de relaxations sont quasiment identiques. Toutefois, en axes semi-log, Figure 60, on constate une nette différence de comportement entre les paliers 3 et 9, en fin de relaxation.

Relaxation $F_h(t)$ (N)

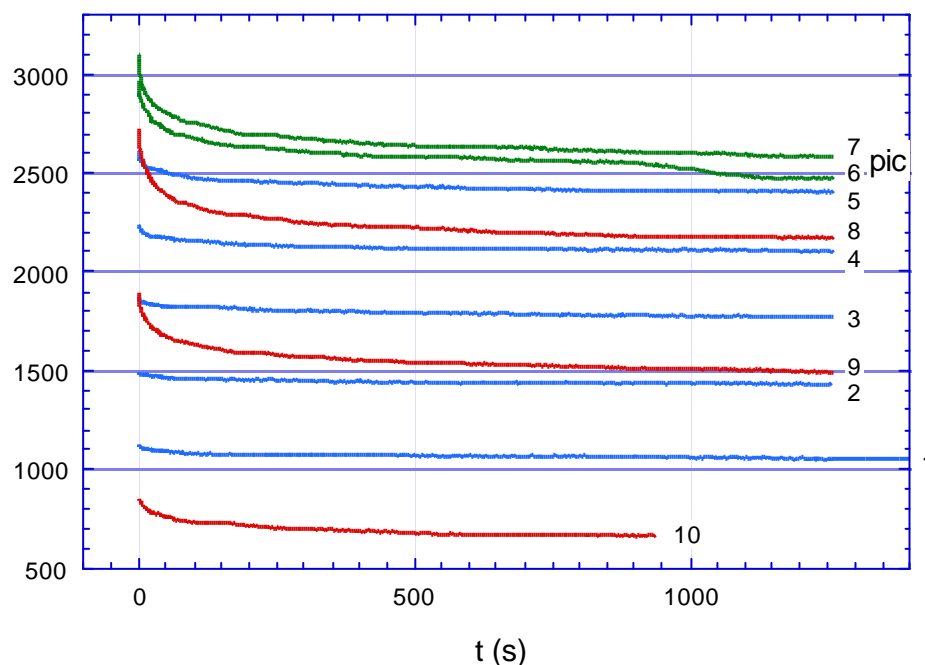


Figure 59: Eprouvette M11914, relaxations à différents stades de la croissance de fissures.

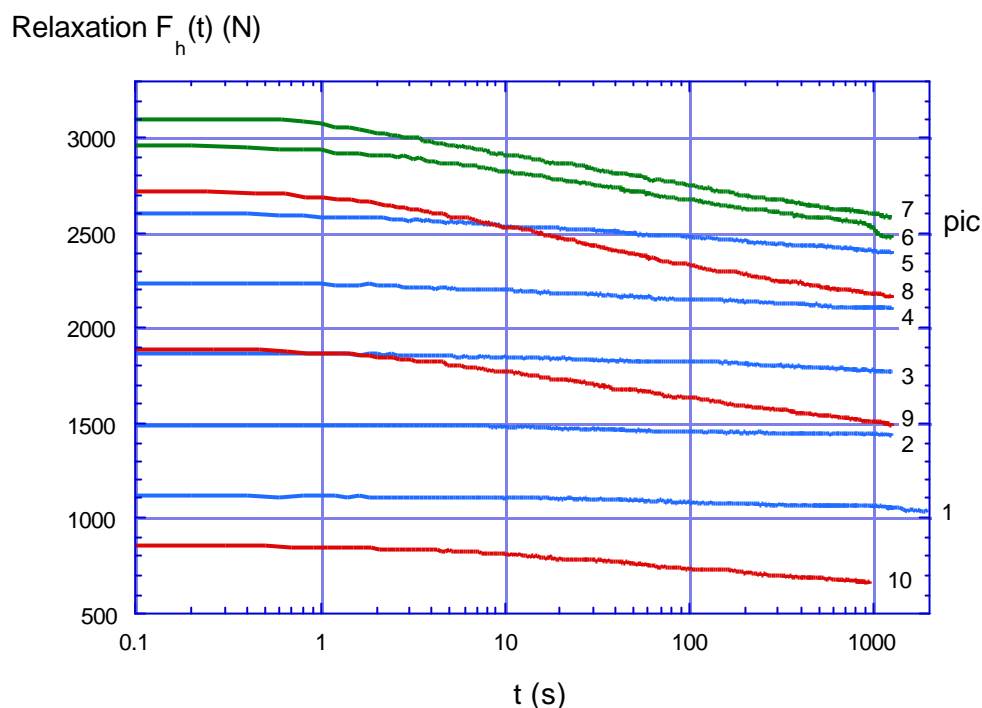


Figure 60: Epreuve M11914, relaxations à différents stades de la croissance de fissures, axes semi-logarithmiques.

Pour comparer les relaxations sur une même base et tester les écarts par rapport au comportement viscoélastique linéaire, on les normalise par rapport à la force au début du palier. On obtient ainsi pour chaque éprouvette et chaque palier une relaxation relative. La Figure ci-dessous montre l'évolution des relaxations relatives en fonction du niveau de sollicitation pour tous les paliers, en axes cartésiens. On constate que les réponses sont nettement différenciées en fonction de la localisation des paliers par rapport au pic de force.

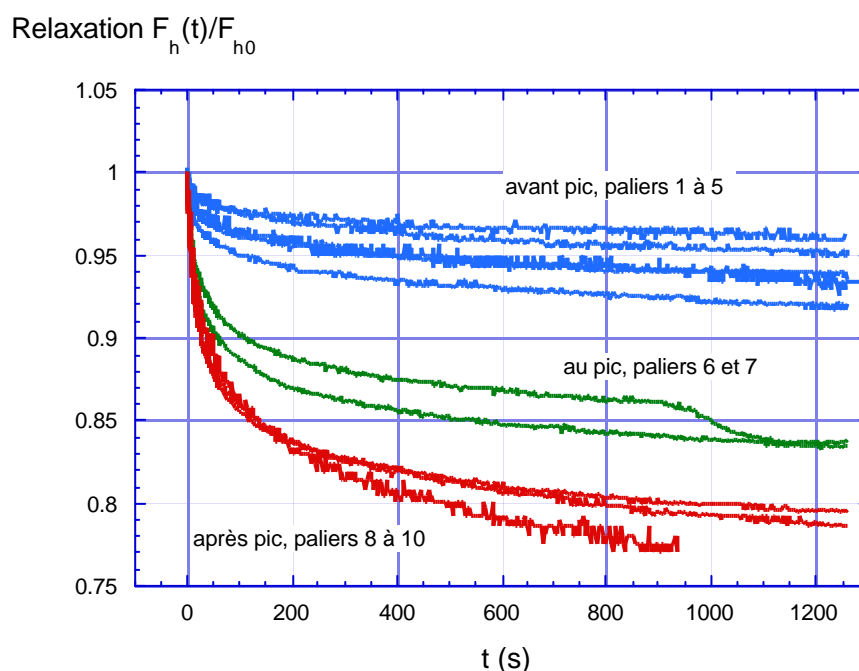


Figure 61: Epreuve M11914. Relaxations relatives en fonction du niveau de sollicitation.

Les 2 Figures ci-après présentent de manière plus détaillée les réponses mesurées avant pic, en axes cartésiens et en axes semi-logarithmiques. Les paliers de relaxation successifs avant pic sont imposés de manière à avoir des incréments de force constants ($\Delta F_h \cong 559.8 \text{ N}$) jusqu'au voisinage immédiat du pic. Les rampes précédant les paliers de relaxation sont donc contrôlées en déplacement, avec un critère d'arrêt en force, par commodité. Le fait d'imposer des incréments de sollicitation constants permet de détecter immédiatement la déviation du comportement viscoélastique linéaire. En effet, la réponse d'un matériau viscoélastique linéaire à une succession de paliers de déplacement séparés par des incréments de force constants est une succession de relaxations qui, sous forme normalisée, sont de moins en moins marquées. En examinant les relaxations relatives de la Figure 62, on constate que les 2 premiers paliers suivent cette règle. Par contre, à partir du 3^{ème} palier, la tendance est inversée. On distingue donc un seuil de non-linéarité du comportement viscoélastique qui correspond au niveau de la force entre le début des 2^{ème} et 3^{ème} paliers soit entre 48 et 60 % de la force au pic.

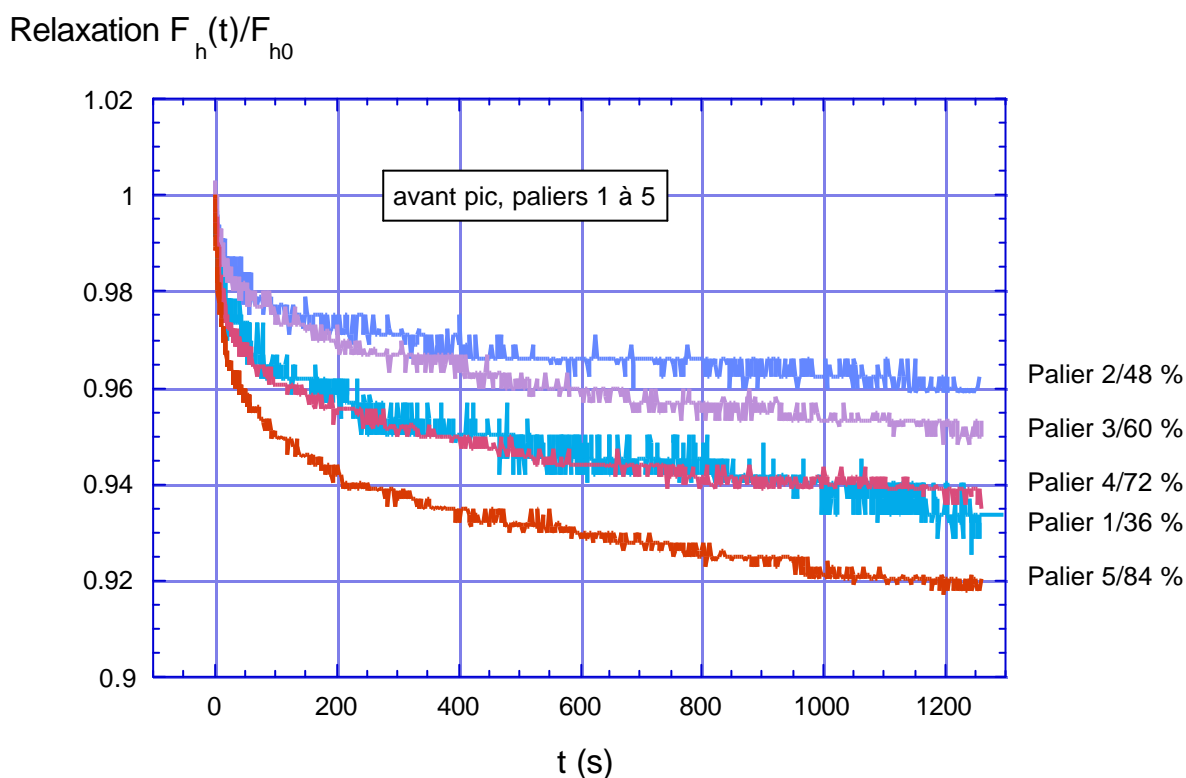


Figure 62: Eprouvette M11914, relaxations relatives avant pic, axes cartésiens.

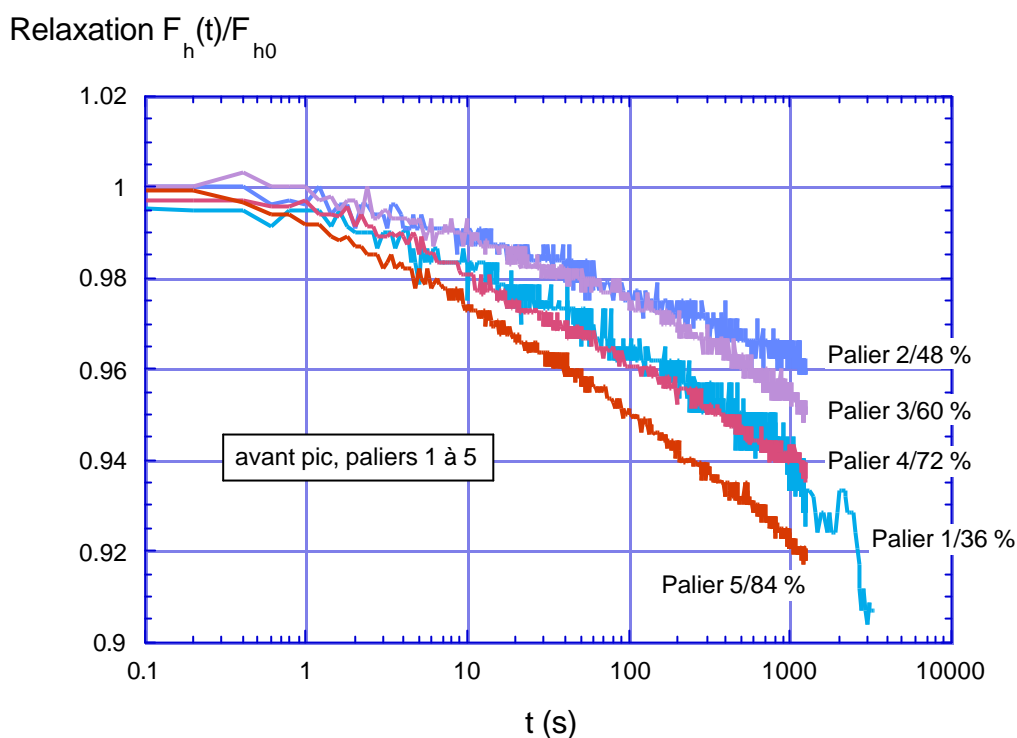


Figure 63: Eprouvette M11914, relaxations relatives avant pic, axes semi-logarithmiques.

La Figure 64, détaille les relaxations relatives au voisinage immédiat du pic et après pic. La relaxation relative du palier N° 6 présente après environ 1000 s une accélération puis une stabilisation en suivant la relaxation du palier N° 7. Cette accélération ne peut s'expliquer par un comportement viscoélastique linéaire. Il peut s'agir soit d'un artefact de l'essai, soit d'un effet lié à la croissance de fissures en cours de relaxation. Cette hypothèse ne peut être exclue car le palier N° 6 démarre pratiquement au pic de force dans une zone où la propagation de microfissures instables est favorisée par le relâchement progressif des efforts dans le bâti. Les relaxations relatives en régime post pic (paliers N° 8, 9, 10) sont quasi similaires, malgré des états de sollicitation de l'éprouvette très différents résumés par le Tableau 6 ci-dessous (Δw_{h1} indique l'incrément de déplacement entre 2 paliers consécutifs):

N° du palier	déplacement w_{h1} [mm]	Δw_{h1} [μ m]	F_{h0}/F_{hpic} [%]
6	0.0674		100
7	0.0775	0.010	96
8	0.1075	0.030	88
9	0.1575	0.050	61
10	0.3075	0.150	28

Tableau 6: Eprouvette M11914, paliers de relaxation post-pic.

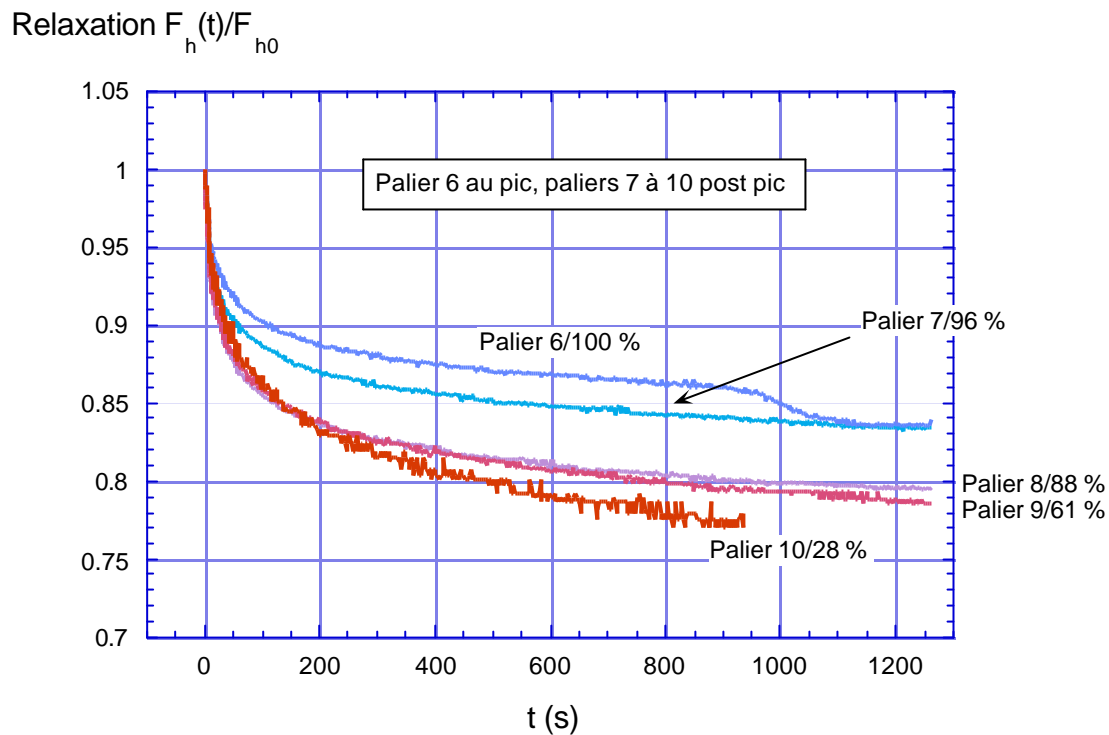


Figure 64: Eprouvette M11914. Relaxation relatives, après-pic.

En axes semi-logarithmiques (Figure 65), les relaxations relatives évoluent très rapidement vers des droites dont la pente est de plus en plus accentuée au fur et à mesure du développement de la rupture de l'éprouvette. Pour les paliers 8 et 9, ces droites tendent à se confondre.

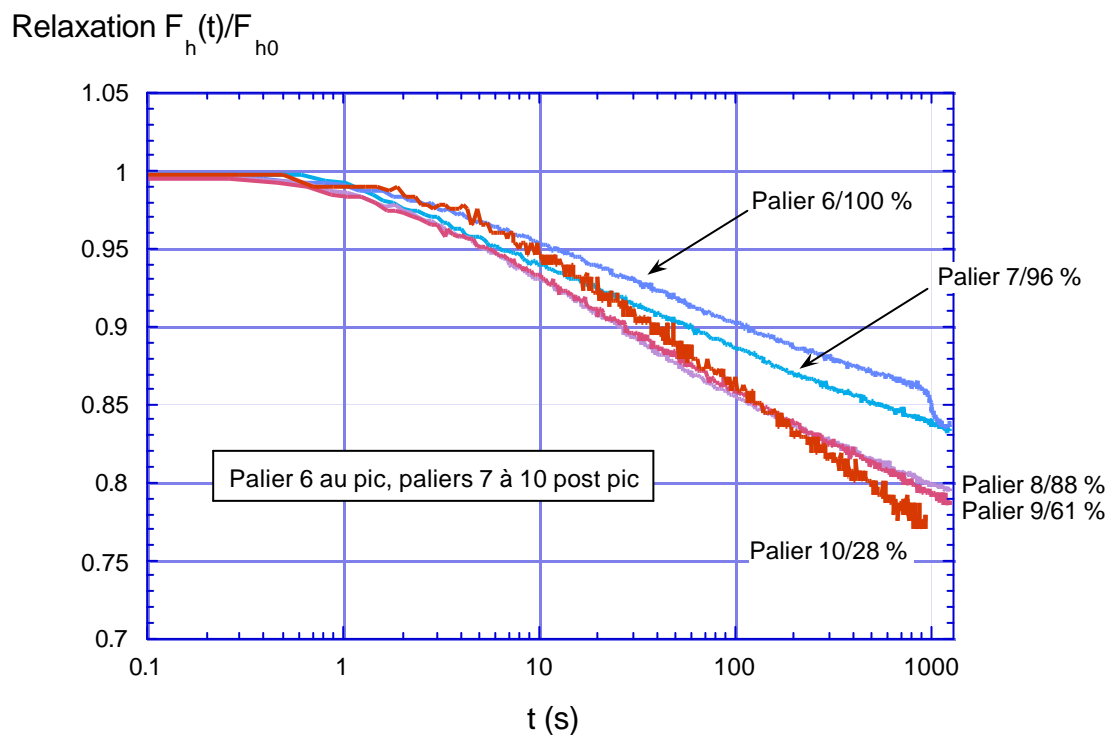


Figure 65: Eprouvette M11914. Relaxations relatives après pic, axes semi logarithmiques.

La Figure 59, relaxations absolues, montre que les relaxations post pic (N° 8,9,10) ont sur une même durée des ampleurs décroissantes en suivant l'ordre croissant des paliers. Puisque les relaxations relatives de ces paliers sont pratiquement confondues, il faut donc que la diminution de la force au début des paliers post pic le long de la branche descendante de la courbe force déplacement compense presque exactement la diminution de l'ampleur de la relaxation. En d'autres termes, dans le cas des paliers 8,9,10 post pic, les relaxations absolues sont proportionnelles au niveau de la force au début du palier. Le niveau de force post-pic est par ailleurs lui-même directement dépendant de la croissance des fissures. On voit donc apparaître dans ce cas une relation entre la croissance des fissures et la réponse en relaxation post pic.

La Figure 66 ci-dessous montre le comportement de la traverse au cours des paliers de relaxation, avant pic, au pic et après le pic. Cette évolution traduit les réactions de l'asservissement du vérin en fonction du temps. Un déplacement de la traverse croissant (avance) correspond à une augmentation de la sollicitation. Au contraire, un déplacement de la traverse décroissant (recul) peut correspondre soit à un retrait des coins, soit à la compensation progressive du retour élastique du bâti à partir du moment où la force diminue. On constate sur la Figure 66 que pour les niveaux de sollicitation inférieurs à environ 75 % de la force de réaction maximale (paliers 1 à 5) la traverse ne se déplace pas de manière significative au cours des paliers de relaxation. Par contre, pour les paliers suivants (6 à 10), même avant pic, la traverse recule nettement en début de relaxation. On notera également qu'au voisinage du pic (paliers 6 à 9), la traverse se déplace très peu d'un palier à l'autre. Dans ce domaine de sollicitation, le risque de propagation instable est maximal (déformations du bâti maximales au pic) et le retour élastique du bâti peut suffire à maintenir la vitesse de consigne constante pour de courtes périodes.

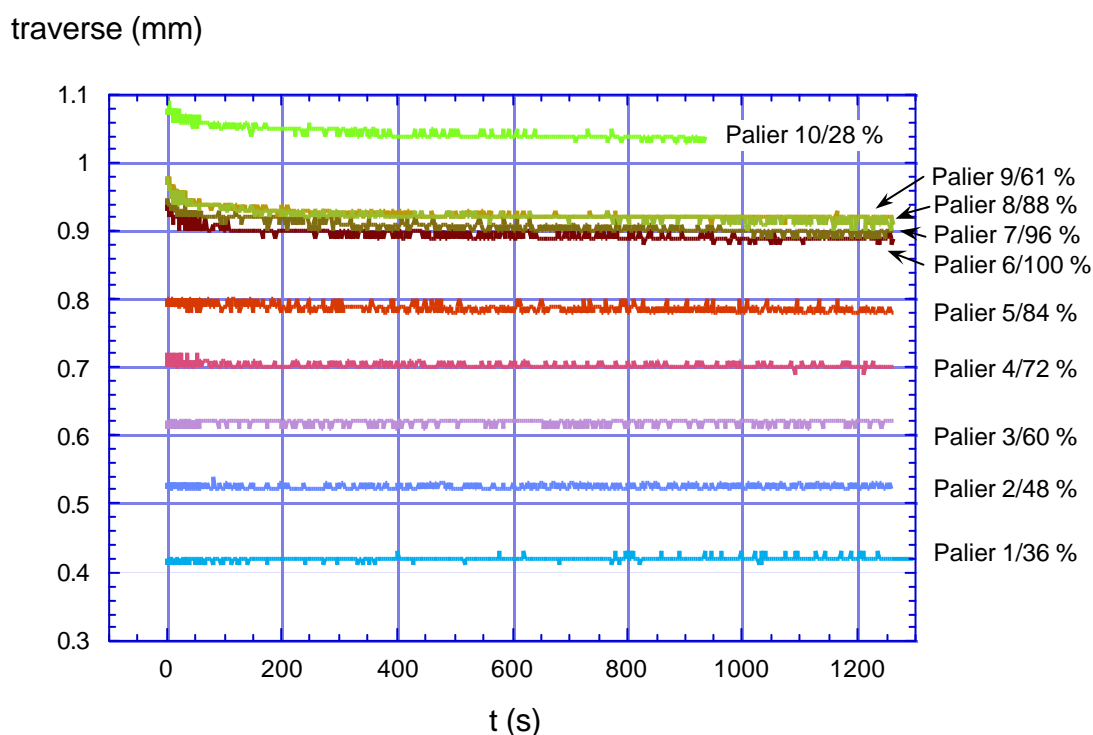


Figure 66: Eprouvette M11914. Comportement de la traverse au cours des paliers de relaxation.

6.1.3 Etude de la variabilité des mesures de relaxation (essai de fendage)

On a constaté pour l'éprouvette M11914, des différences marquées à différents stades de progression de la fissuration entre les relaxations absolues d'une part et entre les relaxations relatives d'autre part. Il est dès lors intéressant, pour voir si ces effets sont représentatifs, d'estimer la variabilité des mesures en comparant à plusieurs niveaux de sollicitation la réponse des 3 éprouvettes de fendage testées dans les mêmes conditions. Les forces maximales des 3 éprouvettes étant légèrement différentes, on se basera sur une comparaison des relaxations relatives pour estimer la variabilité des réponses. La Figure 67 regroupe les relaxations relatives des 3 éprouvettes avant pic, au 1^{er} palier (environ 36 % de la force au pic). On note la bonne concordance des résultats. Il en va de même pour les paliers de relaxation relative à environ 73 % du pic (valeurs individuelles 71 %, 72 %, 74 %) illustrés par la Figure 68. Avant pic, pour des niveaux de sollicitation comparables, les réponses en termes de relaxations relatives sont très proches même pour 3 différentes éprouvettes issues de la même gâchée. A un niveau de sollicitation élevé, au voisinage du pic (Figure 69) les réponses des 3 éprouvettes suivent un ordre conforme à leurs niveaux de sollicitation respectifs (relaxation relative la plus marquée pour l'éprouvette la plus proche du pic). Ceci correspond aux résultats observés pour la succession des relaxations relatives de l'éprouvette M11914. Il en va de même au pic (Figure 70). Enfin, la Figure 71, montre que les relaxations relatives après pic, à environ 60 % de la force maximale sont très proches les unes des autres. On retrouve les mêmes tendances sur les résultats d'une éprouvette seule ou de plusieurs éprouvettes. La dispersion globale des résultats est largement inférieure à la différence entre les réponses mesurées avant et après pic, ce qui confirme la fiabilité des mesures de relaxation.

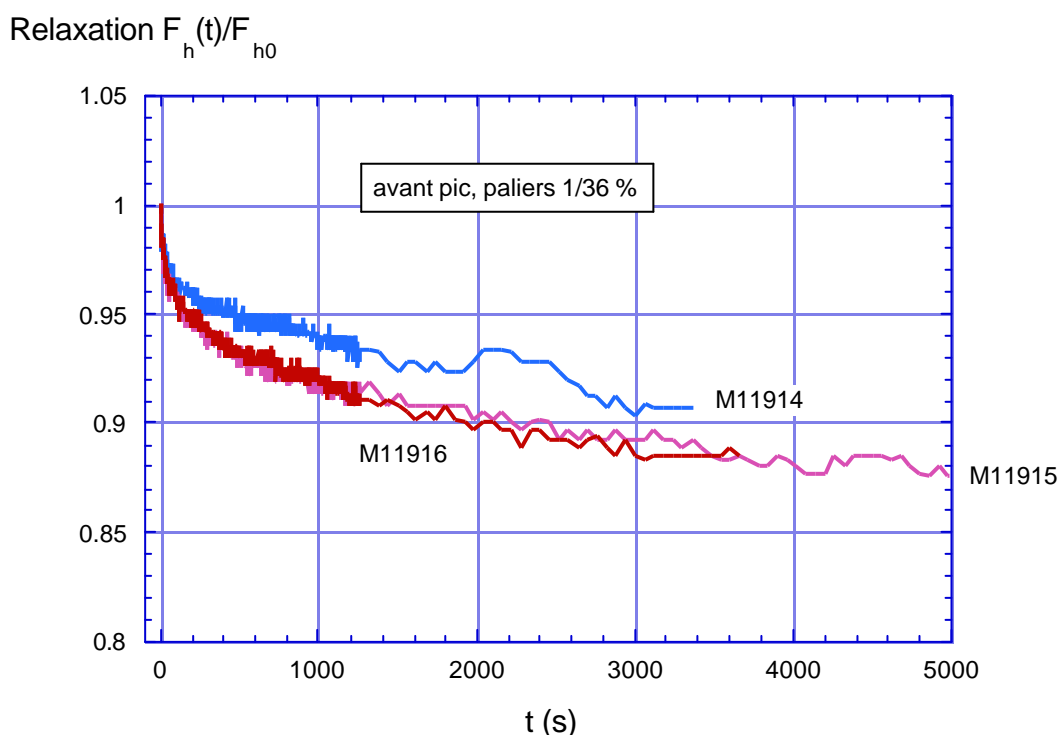


Figure 67: Comparaison des relaxations relatives au 1^{er} niveau de sollicitation (36 %).

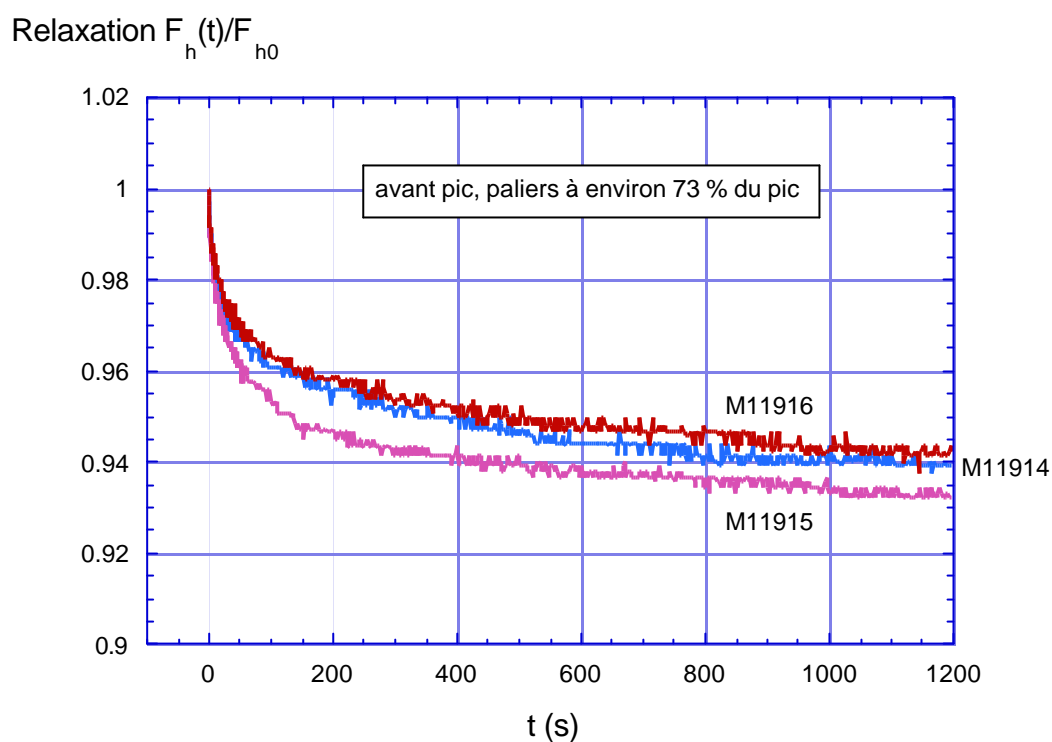


Figure 68: Comparaison des relaxations relatives avant pic, niveau de sollicitation intermédiaire, (environ 73 % du pic).

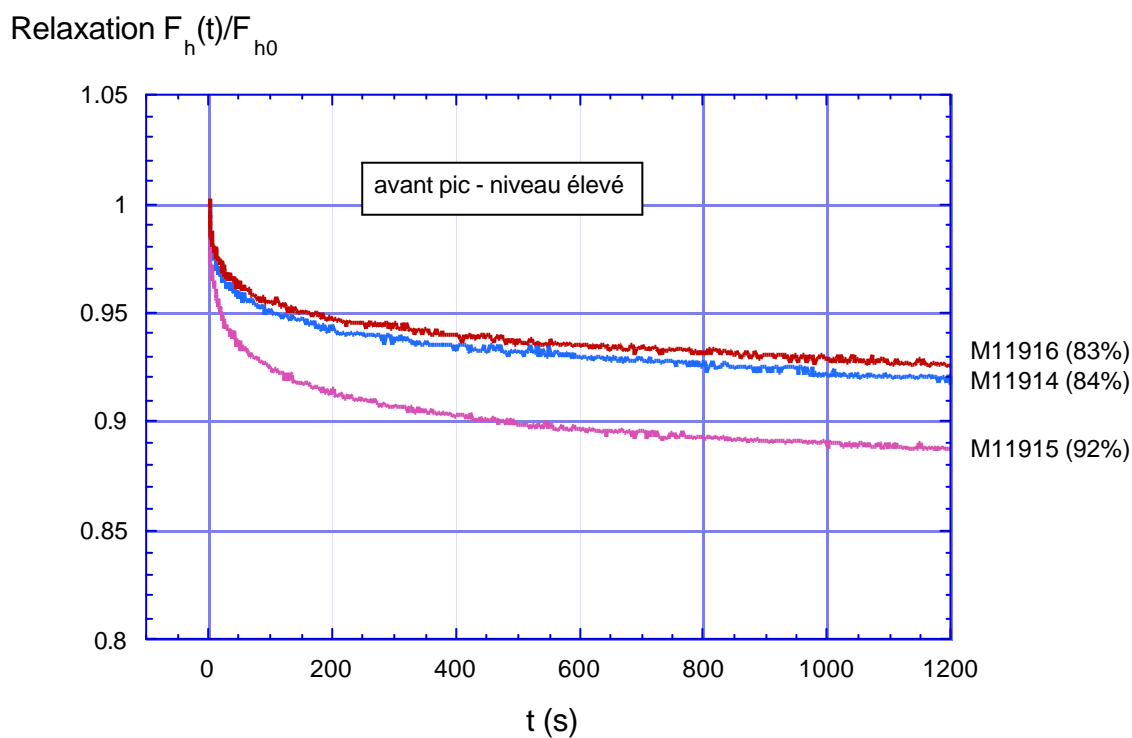


Figure 69: Comparaison des relaxations relatives, niveau de sollicitation élevé, avant pic.

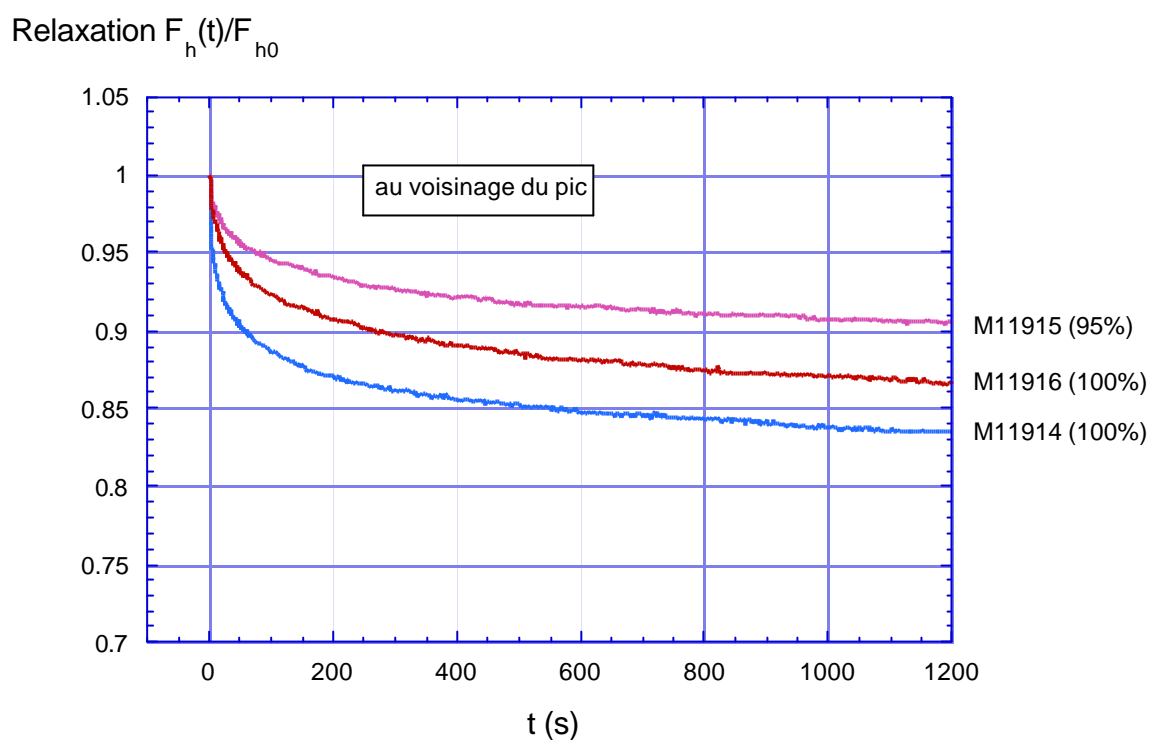


Figure 70: Comparaison des relaxations relatives, au voisinage immédiat du pic ou sur le pic.

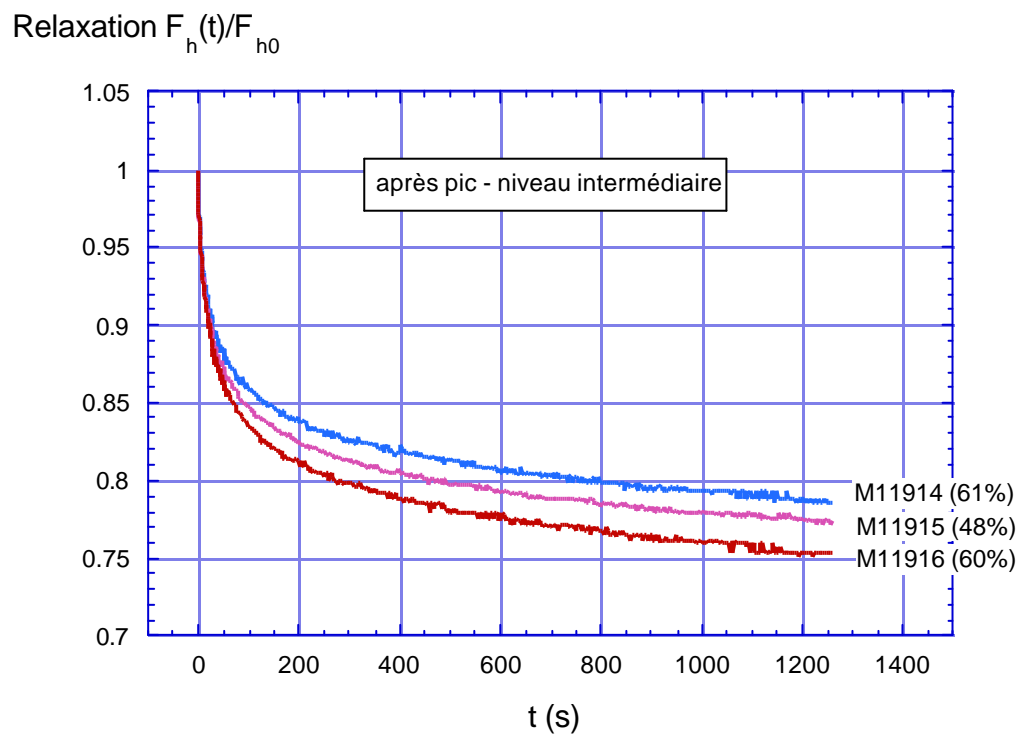
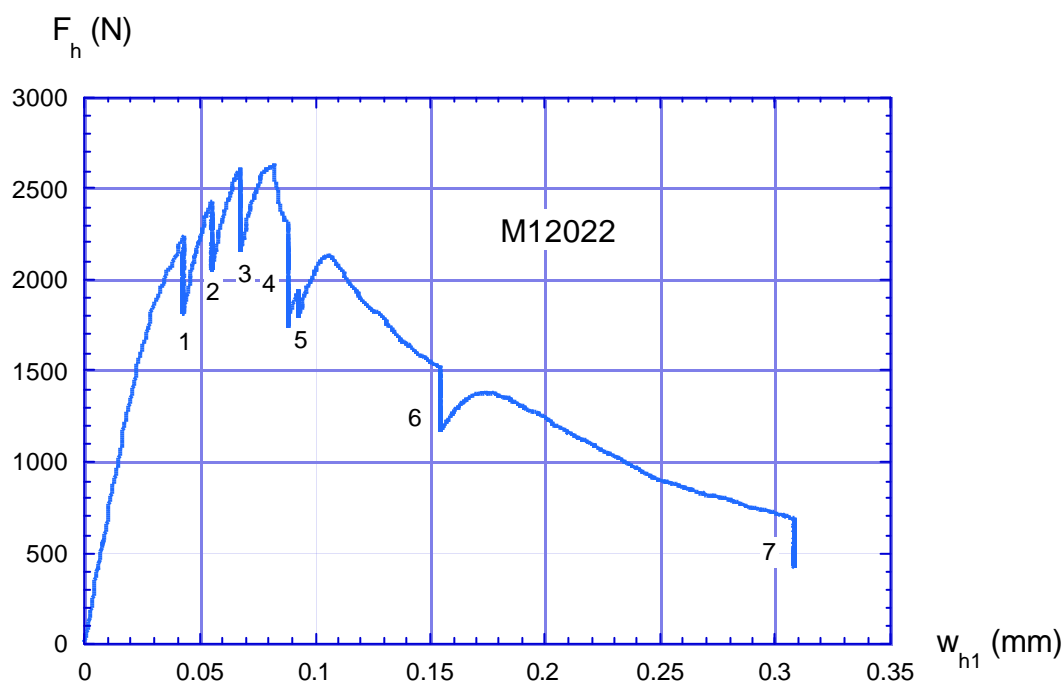


Figure 71: Comparaison des relaxations relatives, niveau intermédiaire, après pic.

6.1.4 Effet de l'histoire de sollicitation, contrôle w_{h1} (essais de fendage)

On a pu voir dans le paragraphe précédent comment la relaxation varie en fonction du niveau de sollicitation avant et après pic, en mode de contrôle du déplacement w_{h1} dans l'axe de la force de fendage (ce qui correspondrait à un asservissement sur la flèche mesurée sur la poutre, dans un essai de flexion). On a constaté que les relaxations sont fortement influencées par le niveau de sollicitation. Voyons maintenant si l'histoire de sollicitation, et plus précisément le niveau de sollicitation pour le premier palier joue un rôle sur la réponse observée. Pour ce faire on a testé 2 éprouvettes (N° M12022 et M12024) issues de la même gâchée, âgées de 90 jours, en appliquant le premier palier de relaxation à un niveau 2 fois plus élevé que pour les éprouvettes N° M1914, 15, 16, puis une succession de rampes et de paliers de relaxation en contrôlant toujours le déplacement w_{h1} . La Figure 72 ci-dessous montre, pour l'éprouvette M12022, la courbe Force – déplacement w_{h1} . On notera que tous les paliers de relaxation à l'exception du palier N° 5 débutent sur la courbe enveloppe de rupture (enveloppe de la courbe Force-déplacement). Le palier de relaxation N° 5 a été appliqué à la suite d'une rampe qui n'a pas atteint cette courbe enveloppe de rupture.



Comme précédemment, la comparaison des comportements doit se faire sur la base des relaxations prises individuellement, par niveau de sollicitation. La Figure 73 ci-dessous montre l'ensemble des paliers de relaxation pour l'éprouvette M12022. Les 3 premiers paliers de relaxation (N° 1,2,3) suivent qualitativement le même comportement que les 3 premiers paliers appliqués aux éprouvettes de la série précédente (M11914,15,16): la deuxième relaxation relative est moins marquée que la première. La troisième est plus marquée que la deuxième. Jusqu'au 2^{ème} palier, ce comportement est typique de la viscoélasticité linéaire bien que l'ampleur des relaxations elles-mêmes soit bien supérieure à ce que l'on avait obtenu dans le cas des éprouvettes de la série précédente, comme on peut le voir sur la Figure 75. Les relaxations relatives post pic (N° 4,6,7) sont comme précédemment très proches les unes des autres. Par contre, la relaxation relative correspondant au palier N° 5 est beaucoup plus faible que celles de tous les autres paliers. Ceci peut s'expliquer par le fait que cette relaxation est la seule à débiter en dessous de l'enveloppe de rupture. Dans ce cas, on retrouve qualitativement un comportement apparenté à l'effet d'histoire de sollicitation en viscoélasticité linéaire. La Figure 74, montre les mêmes relaxations relatives en axes semi-log. On constate que la relaxation du palier N° 5 présente un comportement différent de celui des paliers qui l'encadrent (N° 4 et 6). En axes semi-logarithmiques, à partir de 10 s, ces derniers sont pratiquement linéaires alors que la relaxation du palier N° 5 garde une courbure non nulle. Cette mesure pourrait permettre de séparer les effets de propagation de fissures éventuels agissant au cours des paliers de relaxation post pic du comportement purement viscoélastique (linéaire ou non). Il pourrait s'agir d'une mesure de la viscoélasticité globale manifestée par l'éprouvette, en stade endommagé, sans influence de la propagation de fissures en cours de relaxation.

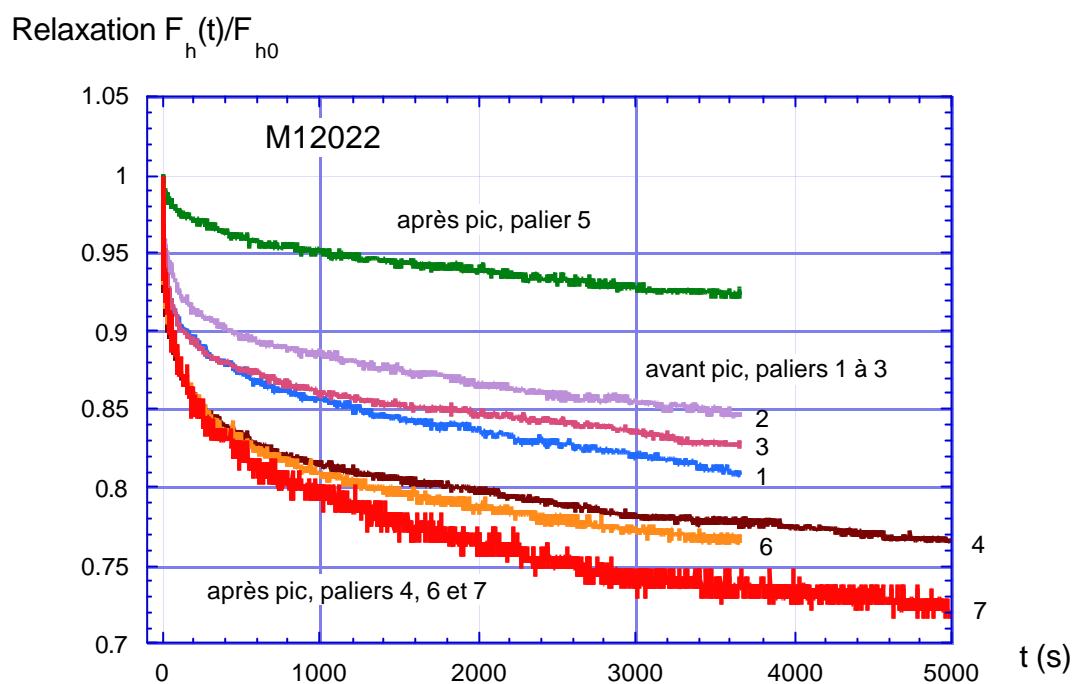


Figure 73: Epreuve M12022, paliers de relaxation avant et après pic.

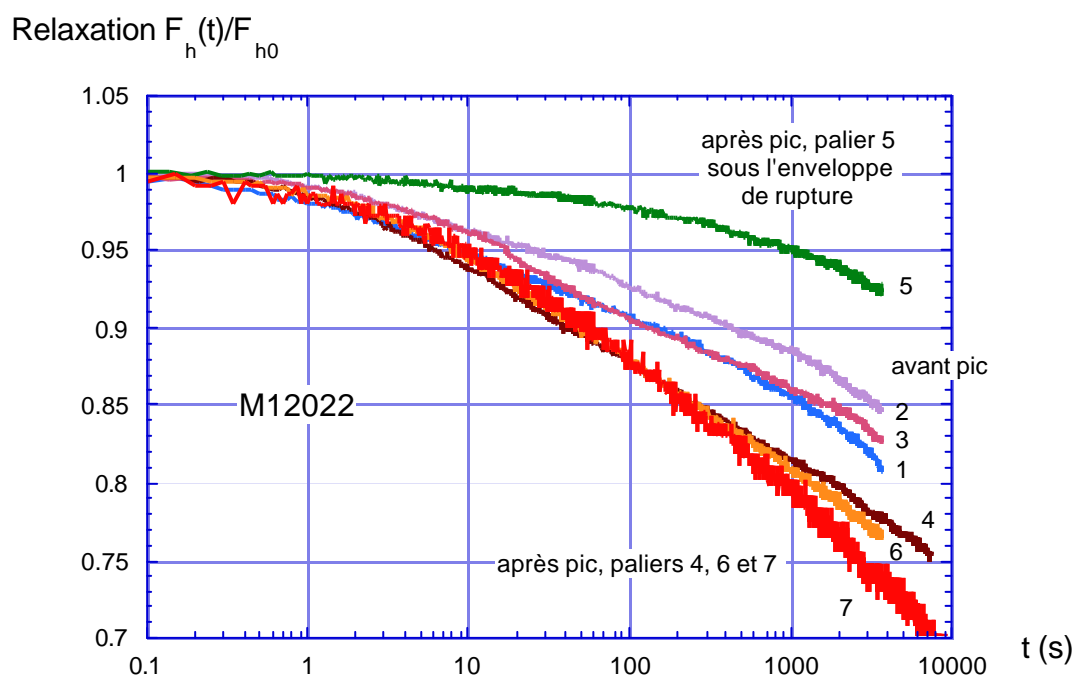


Figure 74: Epreuve M12022, paliers de relaxation avant et après pic, axes semi-log.

La Figure 75 montre la comparaison des relaxations relatives au même niveau de sollicitation, avec 2 histoires différentes. L'éprouvette M11914 a subi un premier palier à 1119.6 N suivi de 3 autres paliers pour arriver à 2239.2 N graduellement, en plusieurs heures. L'éprouvette M12022 a été sollicitée pour arriver directement à un premier palier de relaxation à 2239.2 N en quelques secondes. On constate qu'au même niveau de sollicitation (environ 85 % du pic), le premier palier de l'éprouvette M12022 présente une relaxation relative beaucoup plus importante que les paliers 4 ou 5 de l'éprouvettes M11914. On a donc au même niveau de sollicitation une différence importante sur la réponse en termes de relaxations relatives, en fonction de l'histoire de sollicitation.

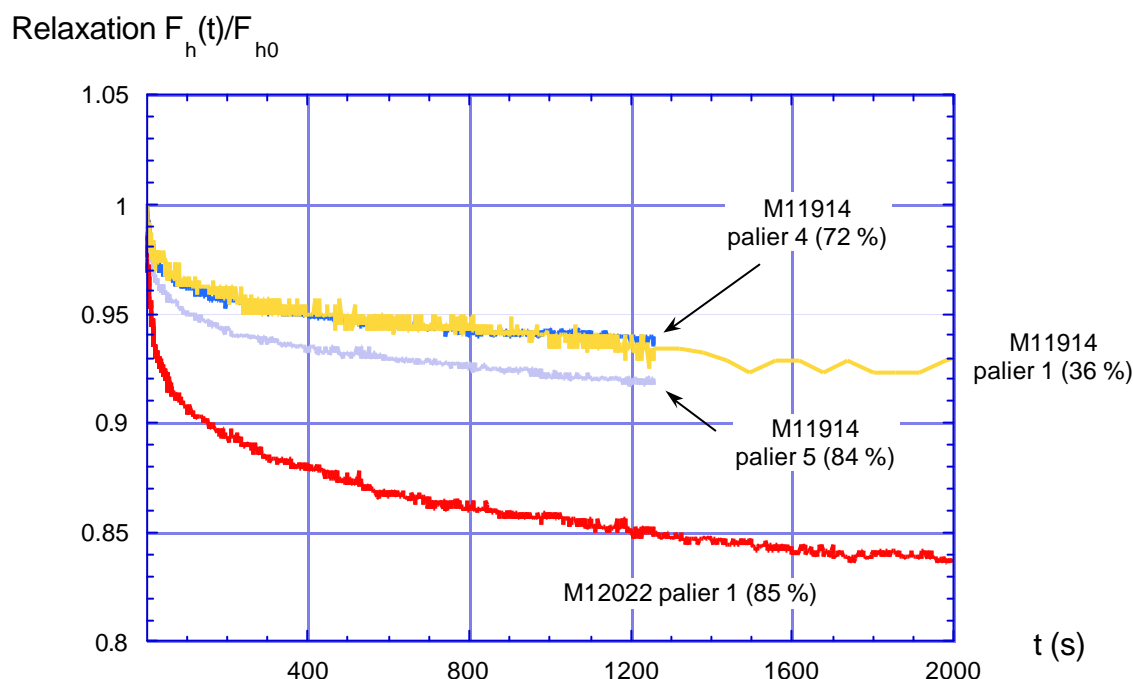


Figure 75: Essai de fendage par coin. Effet de l'histoire de sollicitation sur les relaxations relatives.

En complément, on présente dans les 2 Figures ci-dessous l'évolution des paramètres de déplacement (traverse et w_{h2}) au cours des paliers de relaxation pour l'éprouvette M12022. La Figure 76 montre les mêmes tendances que pour l'essai M11914 (Figure 66). A partir des niveaux de sollicitation élevés, le déplacement de la traverse diminue en début de palier de relaxation. La Figure 77 présente pour le palier 3 qui se déroule pratiquement au pic de force, l'évolution simultanée du déplacement de la traverse et de celui mesuré de part et d'autre du fond d'entaille, w_{h2} . On constate que w_{h2} augmente au début du palier puis se stabilise lentement. Ce phénomène a été observé pour tous les paliers de relaxations effectués en contrôle de déplacement w_{h1} , sur différentes éprouvettes. Il est de plus en plus marqué au fur et à mesure de l'augmentation du niveau de sollicitation au début des paliers. Il accompagne systématiquement la diminution du déplacement de la traverse comme illustré par la Figure 77 pour un palier particulier. Les déplacements correspondants sont faibles (de l'ordre du micron) mais restent dans la gamme de mesure des capteurs utilisés. En résumé, la relaxation imposée en termes de déplacement w_{h1} s'accompagne localement d'une augmentation du déplacement w_{h2} .

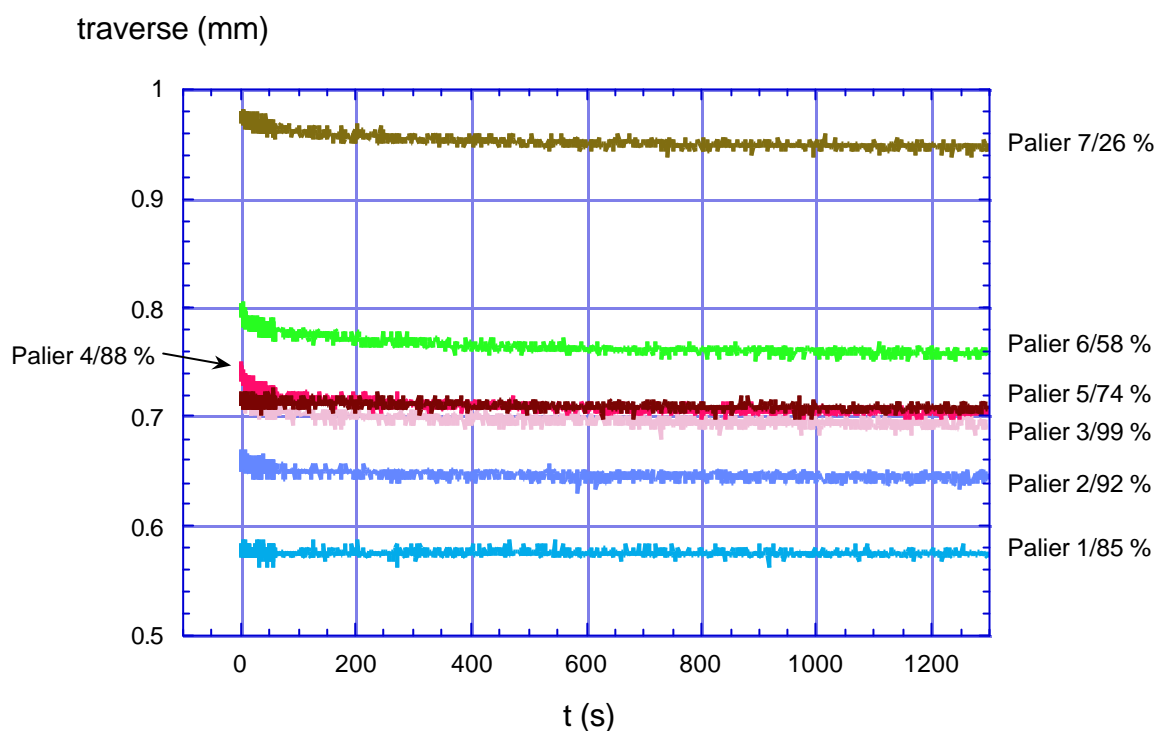


Figure 76: Eprouvette M12022, évolution du déplacement de la traverse au cours des paliers de relaxation.

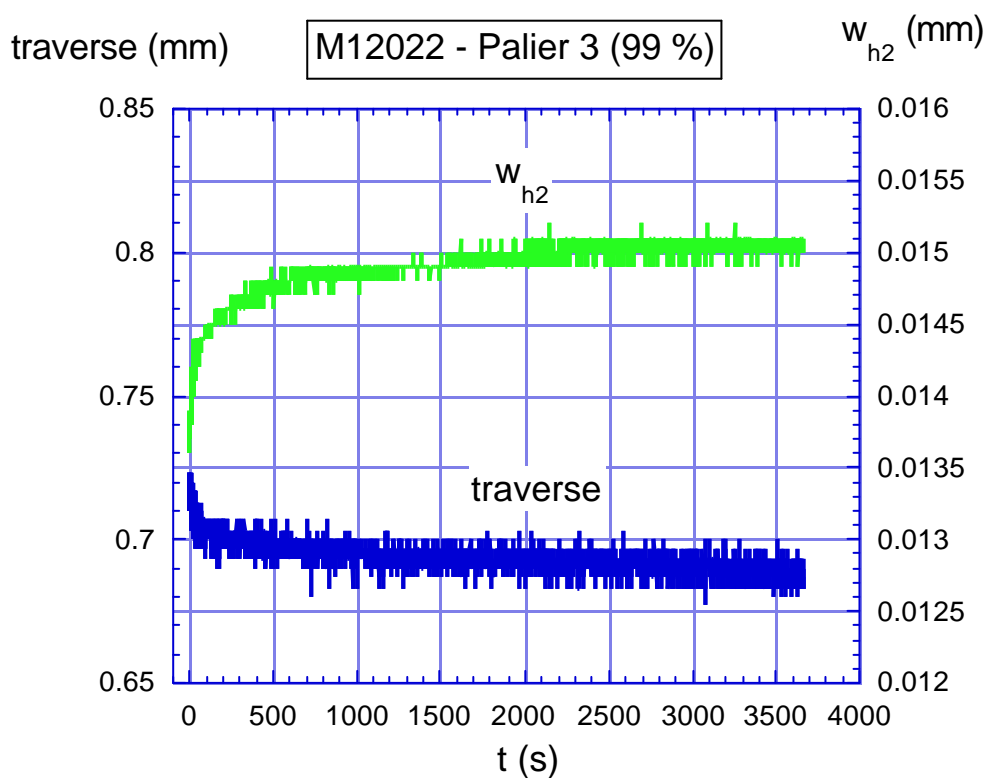


Figure 77: Eprouvette M12022, évolution des déplacements de la traverse et en fond d'entaille au cours du palier 3 (99%).

6.1.5 Effet du mode de contrôle de l'essai de fendage – comparaison w_{h1} – w_{h2}

Trois paramètres de contrôle de l'essai sont à priori envisageables pour effectuer des paliers de relaxation: déplacement w_{h1} dans l'axe de la force horizontale de fendage F_h , déplacement w_{h2} mesuré en fond d'entaille, déplacement de la traverse. Les 2 premiers modes de contrôle réagissent au comportement de l'éprouvette alors que le 3^{ème} impose une sollicitation indépendamment des réactions de cette dernière.

Dans un premier temps, on a effectué deux essais de relaxations successives (N° M12018 et M12021, âge 91 j), en contrôlant le déplacement en fond d'entaille w_{h2} , avec un programme temporel de sollicitation identique à ce qui avait été fait pour les éprouvettes M12022 et M12024 de la série précédente. La Figure 78 ci-dessous présente les courbes Force-déplacement w_{h1} correspondantes. L'éprouvette M12018 n'a subi que 3 paliers de relaxation en tout. Comme précédemment, on notera que le palier N°6, a été appliqué à l'éprouvette M12021 en dessous de la courbe enveloppe de rupture.

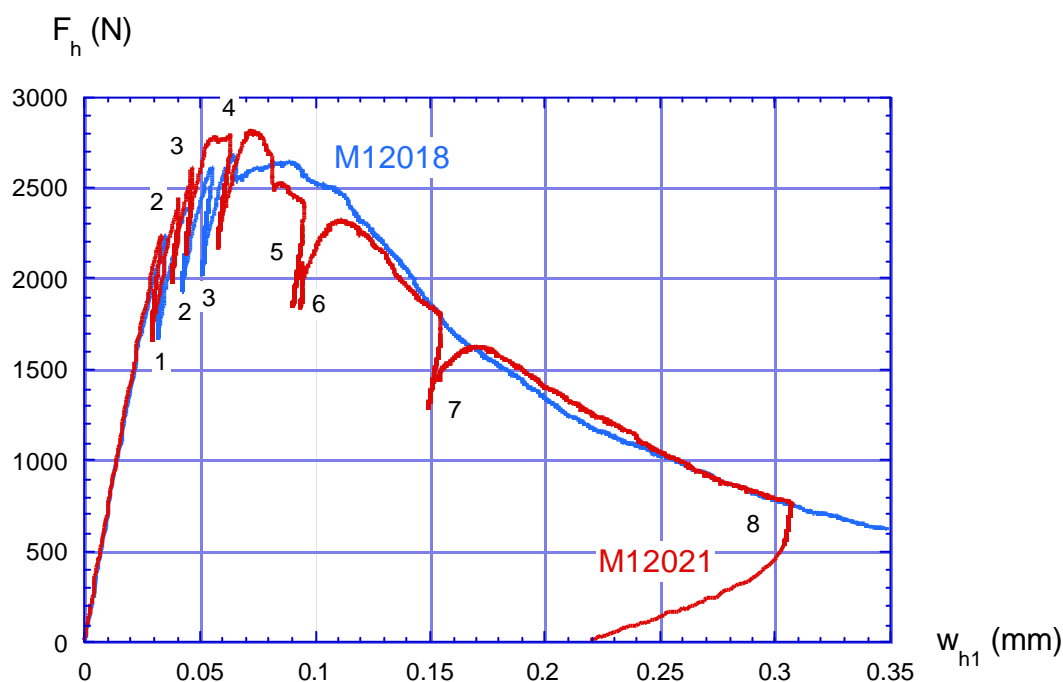


Figure 78: Eprouvettes M12018, 21. Contrôle déplacement w_{h2} , courbes force-déplacement w_{h1} .

La Figure 79 ci-dessous montre les relaxations relatives, pour l'éprouvette M12021, avant le pic de force et au pic de force. Comme pour tous les essais précédents, on remarque que la relaxation relative correspondant au 2^{ème} palier est au dessus de celle correspondant au 1^{er} palier, ce qui indique qualitativement une similitude avec le comportement viscoélastique linéaire. Les réponses des paliers suivants (3 et 4) vont dans le sens contraire (augmentation de la relaxation relative) comme on l'avait observé dans les essais précédents.

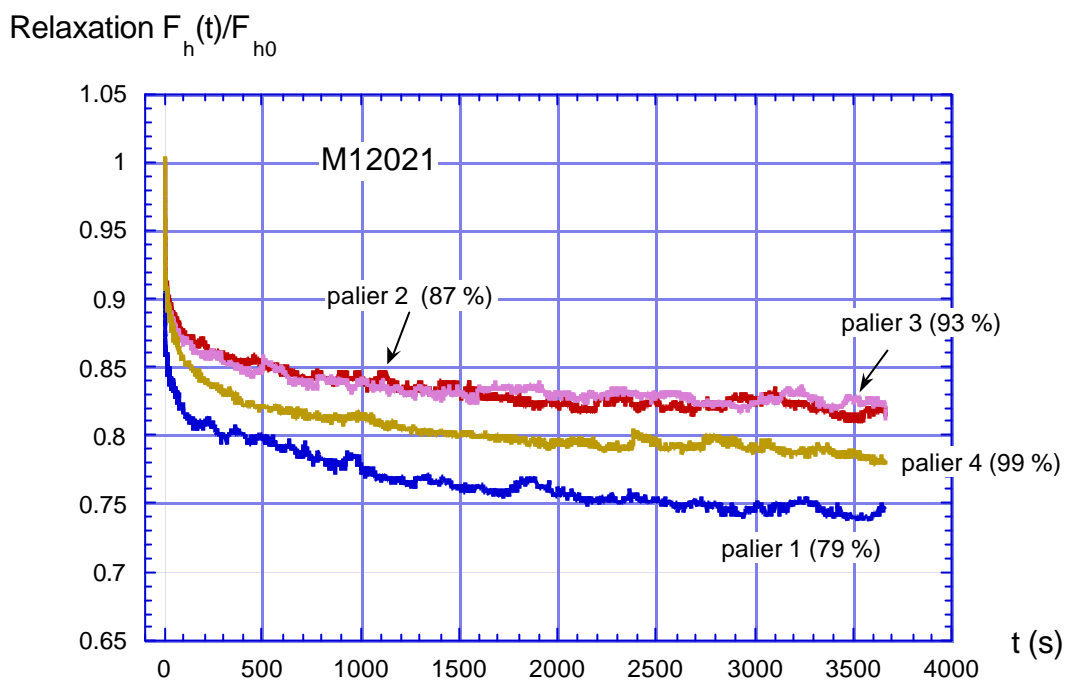


Figure 79: Eprouvettes M12021. Contrôle w_{h2} , relaxations relatives avant pic et au pic.

La Figure 80 illustre le comportement post pic lors de paliers de relaxation, pour l'éprouvette M12021. Comme précédemment, on observe qu'après le pic, les relaxations relatives tendent à se confondre au fur et à mesure de l'avancement de l'essai, sous réserve que les paliers soient déclenchés en suivant l'enveloppe de rupture. Si tel n'est pas le cas, comme pour le palier N° 6, la réponse en relaxation relative est nettement moins importante.

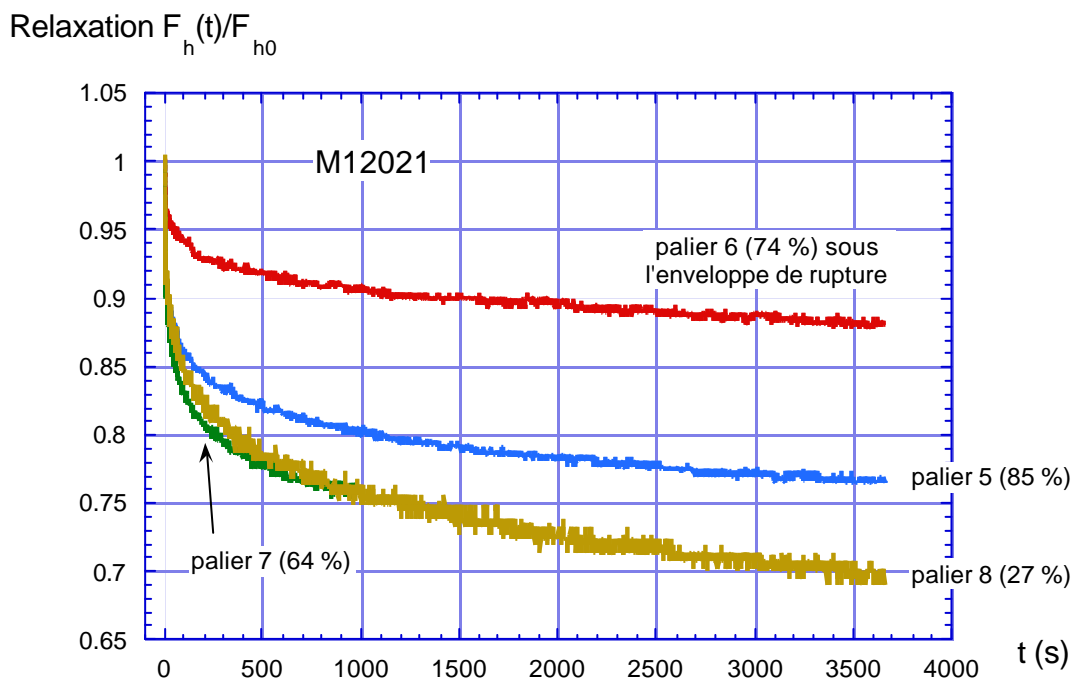


Figure 80: Eprouvettes M12021. Contrôle w_{h2} , relaxations relatives après pic.

Les 2 Figures ci-dessous montrent l'évolution des déplacements au cours des paliers de relaxation, pour l'éprouvette M12021. Sur la Figure 81, on voit que le déplacement de la traverse diminue au cours des paliers de relaxation, comme c'était le cas dans les autres essais. On notera le comportement particulier du palier N° 6 (démarré sous l'enveloppe de rupture) au cours duquel on ne distingue pas de diminution notable du déplacement de la traverse. La Figure 82, ci après, montre l'évolution du déplacement w_{h1} dans l'axe de la force horizontale de fendage, au cours de 2 paliers de relaxation contrôlés par le déplacement w_{h2} (éprouvette M12021). Ces 2 paliers illustrent les comportements extrêmes observés dans tous les autres cas. Pour le palier 5, déclenché sur l'enveloppe de rupture, la diminution du déplacement w_{h1} est marquée (environ 5 μm perdus graduellement en 1 heure). Pour le palier 6, déclenché sous l'enveloppe de rupture, la variation du déplacement w_{h1} est visible mais beaucoup plus faible (environ 1.5 mm en 1 heure). Cette valeur correspond en ordre de grandeur à l'augmentation du déplacement w_{h2} mesurée au cours de paliers de relaxation contrôlés par le déplacement w_{h1} (Figure 77) sur une autre éprouvette.

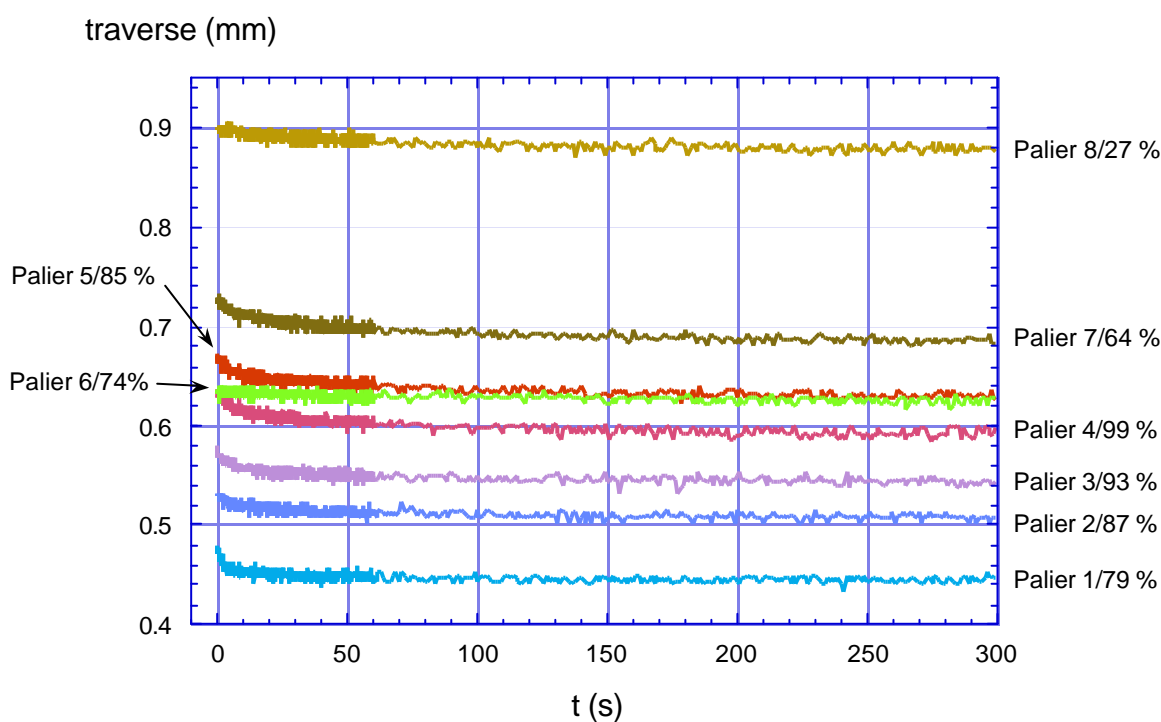


Figure 81: Eprouvette M12021. Evolution du déplacement de la traverse au cours des paliers de relaxation.

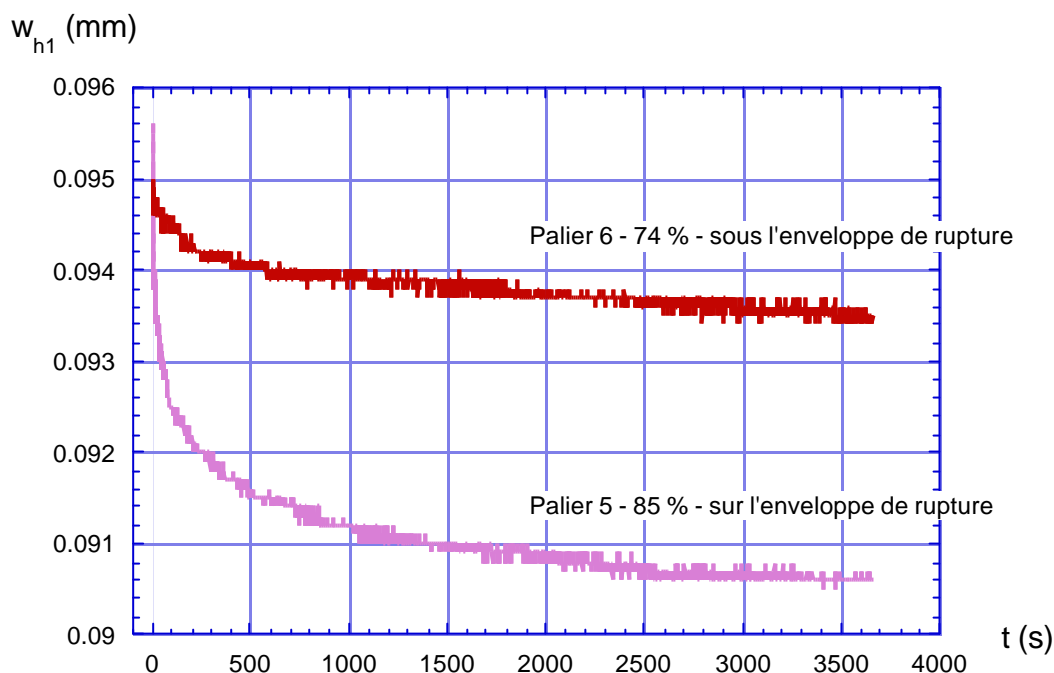


Figure 82: Eprouvette M12021. Evolution du déplacement w_{h1} au cours de 2 paliers de relaxation.

Pour juger de l'influence du paramètre d'asservissement sur les réponses observées, on a comparé dans ce qui suit les relaxations relatives avec 2 paramètres différents: w_{h1} et w_{h2} . Deux bases de comparaison sont possibles: a) l'histoire de sollicitation et dans ce cas on compare les paliers de même rang quel que soit leur niveau, b) le niveau de sollicitation au début du palier auquel cas l'histoire peut être différente puisque les forces maximales sont différentes alors que le niveau de déclenchement des paliers est constant d'une éprouvette à l'autre. La Figure 83 présente la comparaison des réponses pour le 1^{er} palier, pour 2 éprouvettes pour chaque mode d'asservissement. On constate sur ces 2 Figures que les 2 modes de contrôle de l'essai donnent dans ce cas des réponses bien différenciées, avec une très faible dispersion d'une éprouvette à l'autre. L'asservissement en déplacement en fond d'entaille w_{h2} , donne des relaxations relatives notablement plus marquées. Toutefois, les niveaux de sollicitation au début des paliers comparés de cette manière sont très différents.

La Figure 84 illustre les réponses observées en se plaçant au même niveau de sollicitation (environ 85 %). On obtient dans ce cas également 2 groupes de résultats distincts (éprouvettes M12021 et M12022 d'une part, et M12018 et M12024 d'autre part) mais les paramètres de contrôle sont croisés d'un groupe à l'autre.

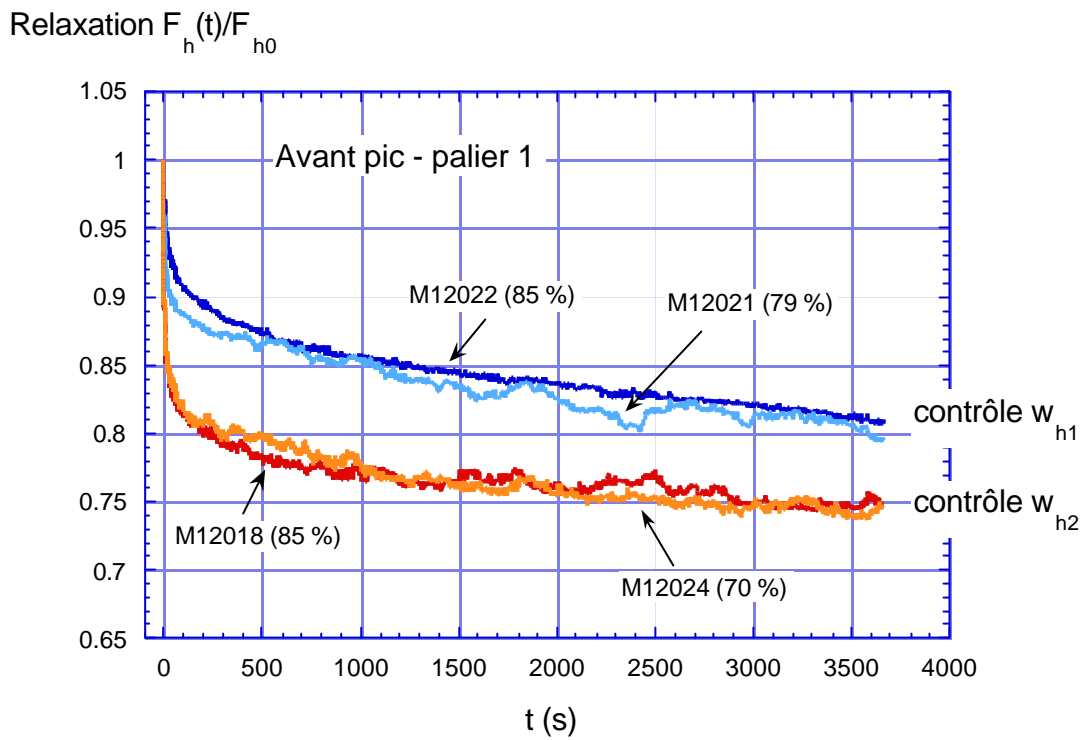


Figure 83: Effet du mode de contrôle de l'essai, même palier ($n^{\circ}1$), avant pic.

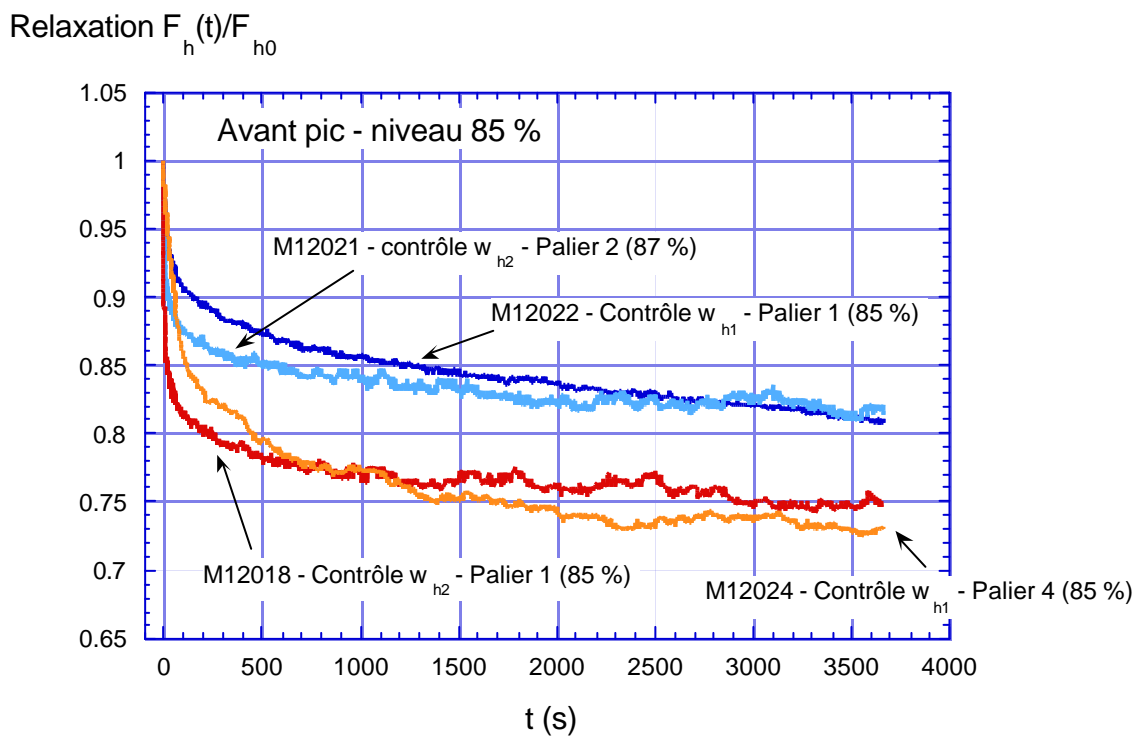


Figure 84: Effet du mode de contrôle de l'essai, même niveau de sollicitation, avant pic.

La Figure 85 ci-dessous présente les relaxations relatives, après le pic, pour 2 éprouvettes dont les paramètres de contrôle de l'asservissement sont différents: M12022 avec asservissement sur le déplacement w_{h1} et M12021 avec asservissement sur le déplacement w_{h2} . Pour simplifier, on a identifié dans la Figure chaque relaxation relative par: le nom du paramètre correspondant, le rang du palier et le niveau de la force en début de relaxation par rapport au pic de force. Globalement, on n'observe pas de différences significatives entre les réponses selon le paramètre de contrôle. Les différences entre les relaxations relatives sont les plus marquées pour les 2 paliers exécutés sous l'enveloppe de rupture (palier 5, contrôle w_{h1} et palier 6, contrôle w_{h2}). Pour tous les autres paliers dont le déclenchement suit l'enveloppe de rupture, on constate à nouveau que les relaxations relatives tendent à se confondre quand le niveau de la force en début de palier décroît.

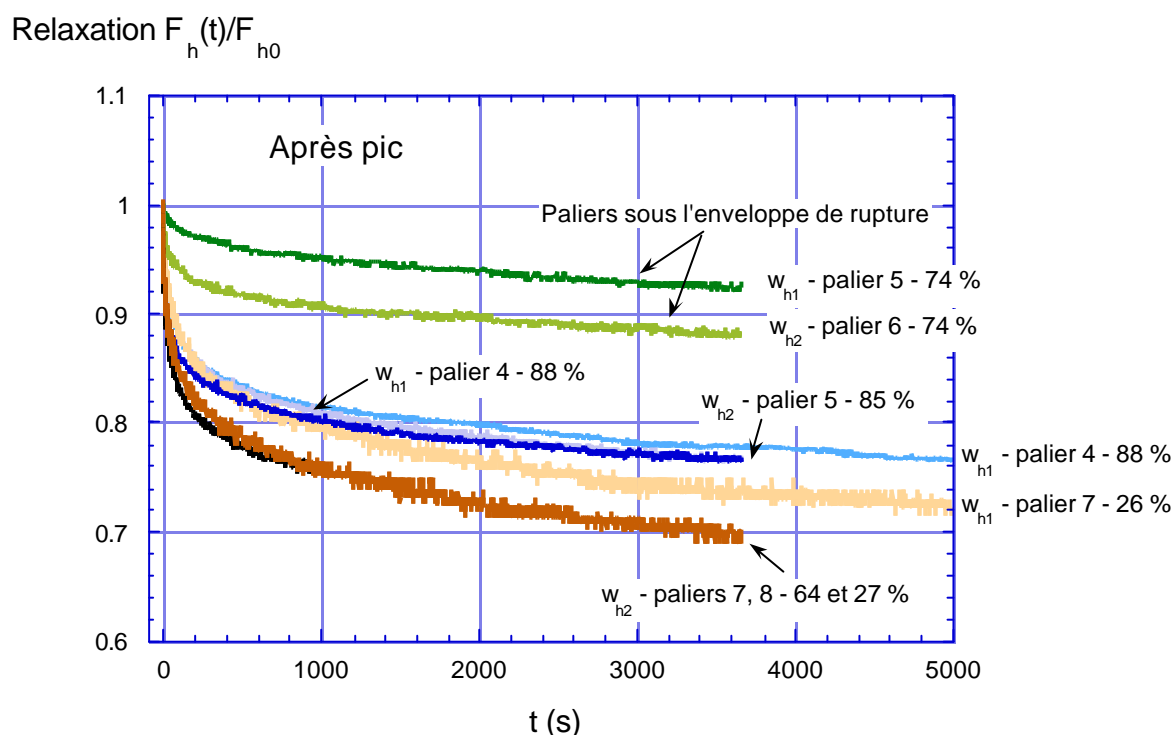


Figure 85: Effet du mode de contrôle de l'essai sur les relaxations relatives après pic.

6.1.6 Effet du mode de contrôle de l'essai de fendage – contrôle traverse

Dans un deuxième temps, on a effectué deux essais de rupture (N° M12019, M12020, âge 95 j) avec des paliers de relaxation régulièrement espacés, en contrôlant le déplacement de la traverse. Dans ce cas, il n'y a pas d'interaction entre l'asservissement et l'éprouvette. Les 2 Figures ci-dessous montrent les courbes force F_h - déplacement w_{h1} , et force - temps correspondantes. On notera la bonne concordance des résultats pour les 2 éprouvettes. Le déplacement w_{h1} choisi comme référence en abscisse sur la Figure 86 n'est pas forcément constant au cours des paliers de relaxation puisque ceux-ci sont contrôlés par le déplacement de la traverse. On observe d'ailleurs sur cette même Figure des variations marquées du déplacement w_{h1} au cours des paliers de relaxation au voisinage du pic. Après pic, ce type d'essai ne permet pas d'obtenir des informations fiables avec ce système expérimental. En effet, on constate sur la Figure 87 qu'une fois le pic franchi, entre les paliers 6 et 7, la force chute brutalement, ce qui indique une propagation non contrôlée. Par ailleurs, on notera sur la

Figure 86 (palier 5) que pour des niveaux de sollicitation équivalents en termes de force par rapport à la force de pic, le déplacement w_{h1} correspondant au début du palier peut être assez différent entre 2 éprouvettes. Le niveau de sollicitation défini par rapport à la force maximale n'est donc pas une information suffisante pour caractériser l'état d'endommagement d'une éprouvette. Enfin, sur les 2 figures ci-dessous, on constate que le palier N° 6 de l'éprouvette M12020 semble suivre un comportement différent des paliers précédents en termes de relaxation absolue. En examinant la Figure 86, on note que le point définissant le début de ce palier de relaxation semble être situé sous l'enveloppe de rupture, contrairement à tous les autres paliers des 2 éprouvettes. Toutefois, vu la précision relative des mesures à un niveau aussi proche de la force maximale, il n'est pas possible de conclure avec certitude sur ce point.

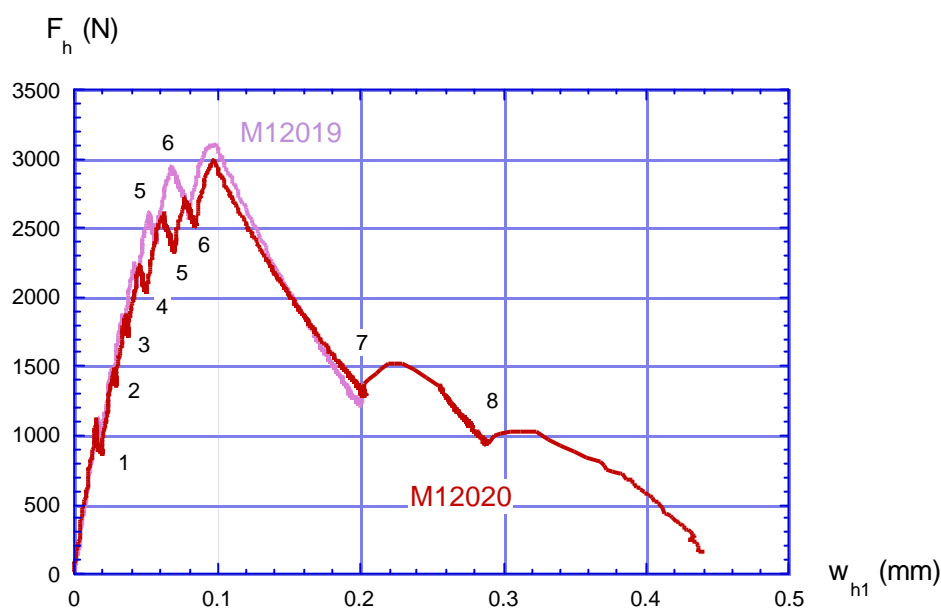


Figure 86: Eprouvettes M12019, 20. Courbes Force-déplacement.

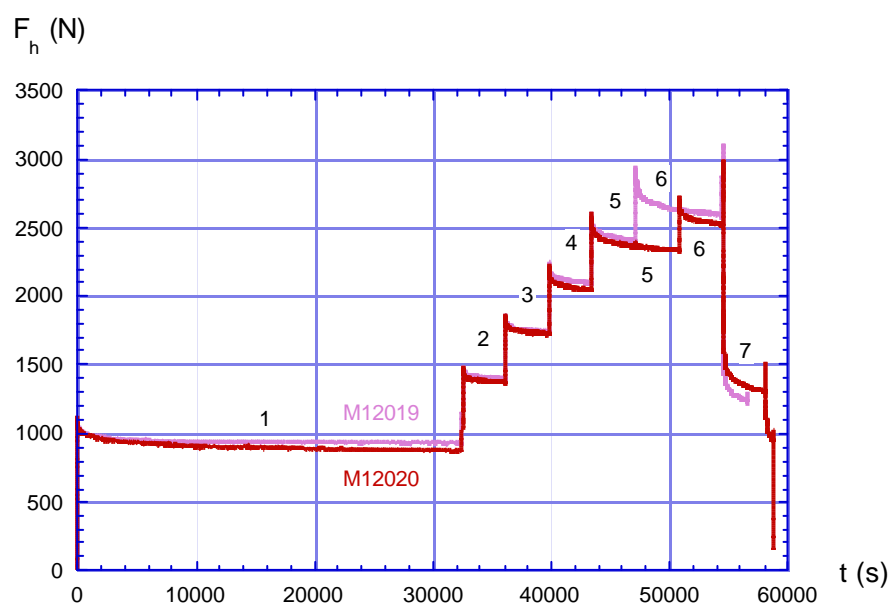


Figure 87: Eprouvettes M12019, 20. Courbes force-temps.

La Figure 88 ci-dessous donne une vue d'ensemble de tous les paliers de relaxation normalisés pour une des 2 éprouvette (M12020). On constate de nouveau que les paliers effectués après pic donnent des relaxations de très forte amplitude. Ces relaxations sont fortement influencées par des phénomènes de propagation instable de fissures.

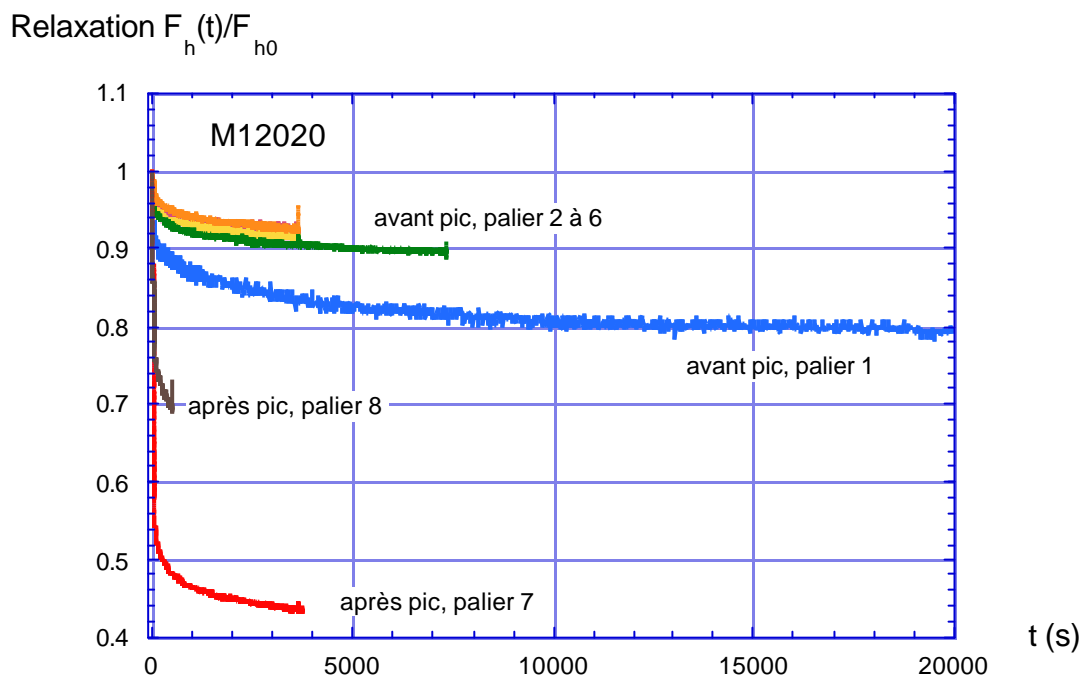


Figure 88: Eprouvette de fendage par coin M12020. Contrôle traverse. Relaxation relatives.

Les 4 Figures ci-dessous détaillent les paliers de relaxation avant le pic, en axes cartésiens (Figure 89 et Figure 90) et en axes semi-logarithmiques (Figure 91 et Figure 92). La Figure 90 montre que les relaxations relatives respectent jusqu'à la 3^{ème} un ordre qui suit qualitativement le comportement d'un matériau viscoélastique linéaire. Après le 3^{ème} palier, les relaxations relatives sont proches les unes des autres en restant toutefois, même jusqu'à proximité du pic (palier 6/91 %), bien distinctes de celle du premier palier comme on le voit sur la Figure 89. Pour les paliers 1 à 5, au fur et à mesure que le niveau de sollicitation augmente en s'approchant de la force maximale, les relaxations relatives sont de plus en plus marquées. Le palier N° 6 dont la relaxation relative est moins marquée que celle du palier précédent, présente une inversion de cette tendance. Ce comportement rappelle celui des paliers de relaxation effectués sous l'enveloppe de rupture, en mode actif de contrôle (Figure 85). La position du point de démarrage de ce palier sur la Figure 86 tendrait à confirmer cette hypothèse.

Globalement, en comparant la Figure 90 avec la Figure 62 (contrôle w_{h1} , avant pic) on constate une différence très nette de comportement entre les relaxations relatives avant pic selon que le mode de contrôle de l'essai est actif (w_{h1}) ou passif (traverse) par rapport à l'éprouvette. Premièrement, à des niveaux de sollicitation équivalents (environ 35 à 40 % de la force maximale), la relaxation relative du palier N° 1 en contrôle de traverse est beaucoup plus marquée que celle effectuée en contrôle de déplacement w_{h1} . Deuxièmement, en contrôle actif (Figure 62), on observe une transition graduelle du comportement viscoélastique linéaire vers un comportement non-linéaire (relaxations relatives réparties sur une fourchette de valeurs entre 0.92 et 0.96 avec les paliers de transition 2 et 3) qui ne se retrouve pas en contrôle de traverse (à partir du palier 2 - Figure 90, relaxations relatives plus marquées et

plus regroupées). Enfin, en axes cartésiens (Figure 90) comme en axes semi-logarithmiques (Figure 92), on remarque que les relaxations relatives des paliers 2 à 6 avant pic en contrôle de traverse suivent le même comportement regroupé que les paliers post pic des éprouvettes contrôlées par les déplacements w_{h1} (Figure 64) et w_{h2} (Figure 80).

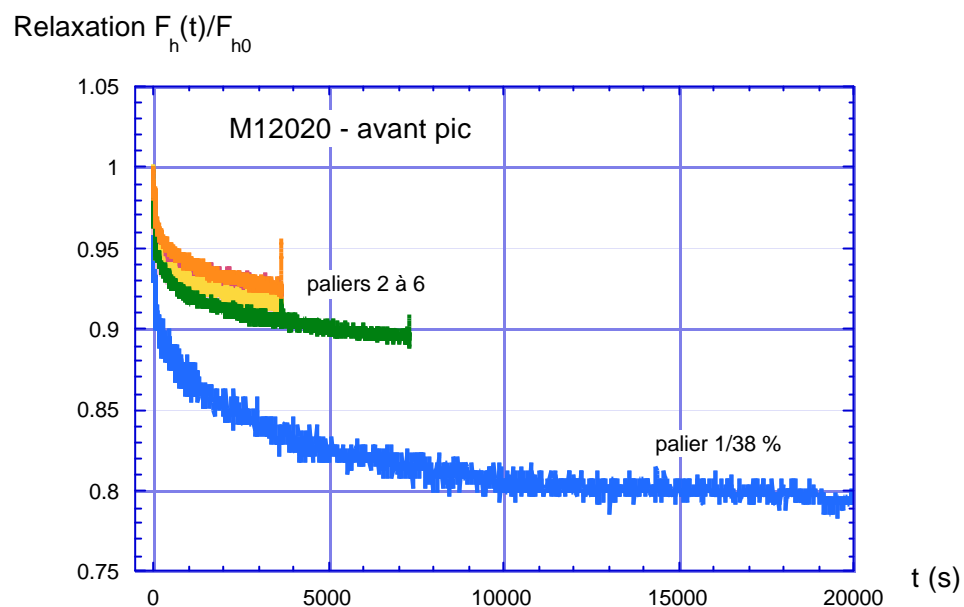


Figure 89: Epreuve M12020. Contrôle traverse. Relaxations relatives avant pic, vue d'ensemble.

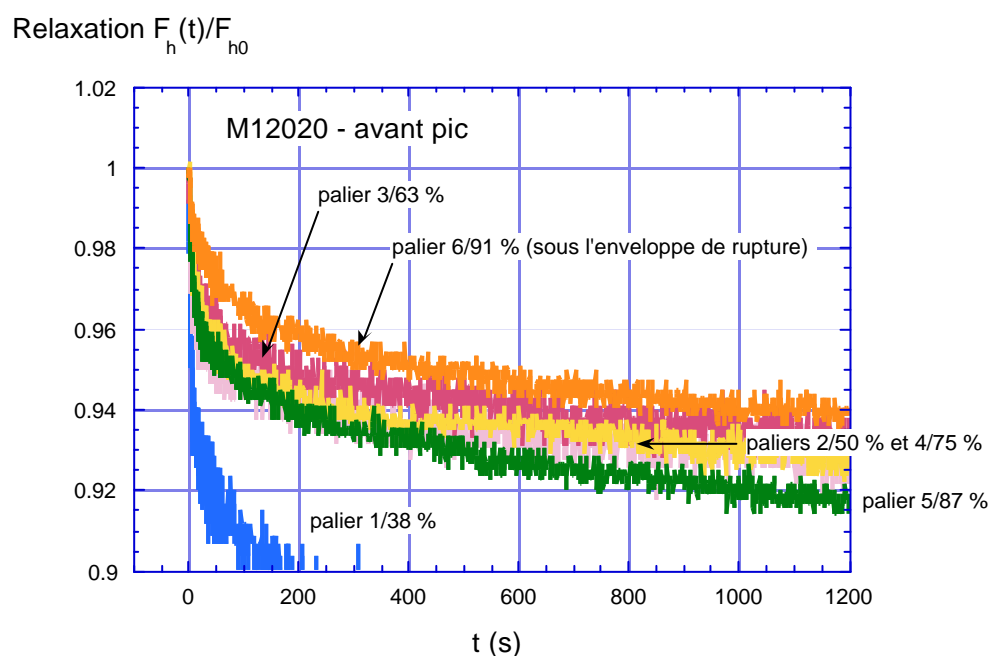


Figure 90: Epreuve M12020. Contrôle traverse. Relaxations relatives avant pic, détail pour les paliers n° 2 à 6.

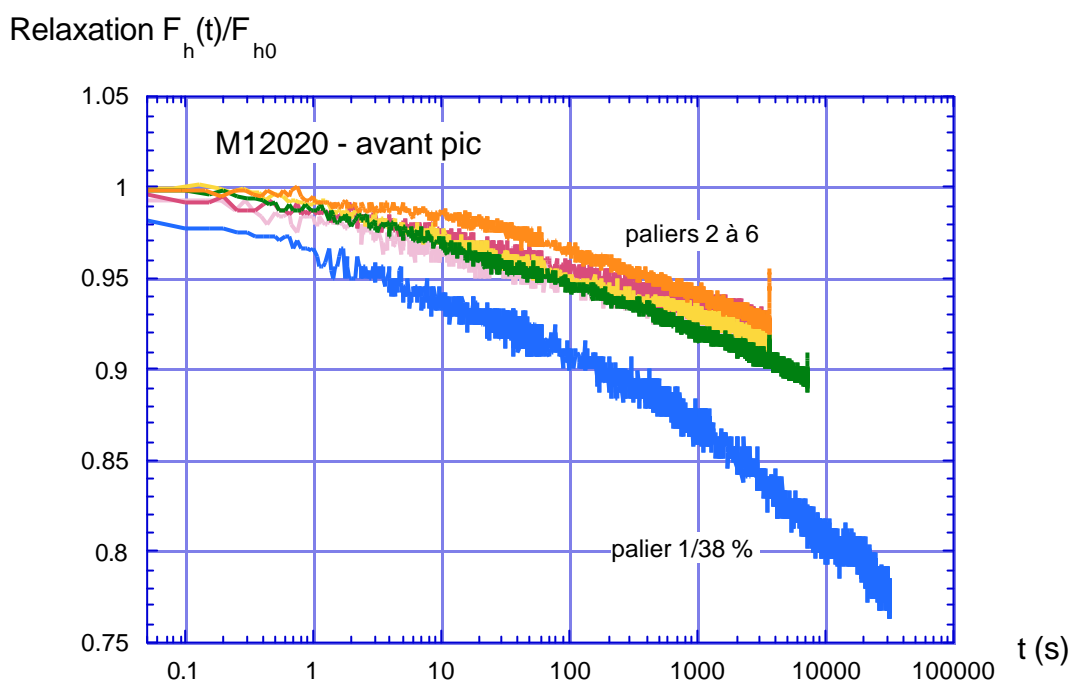


Figure 91: Eprouvette M12020, contrôle traverse, relaxations relatives avant pic, vue d'ensemble en axes semi-log.

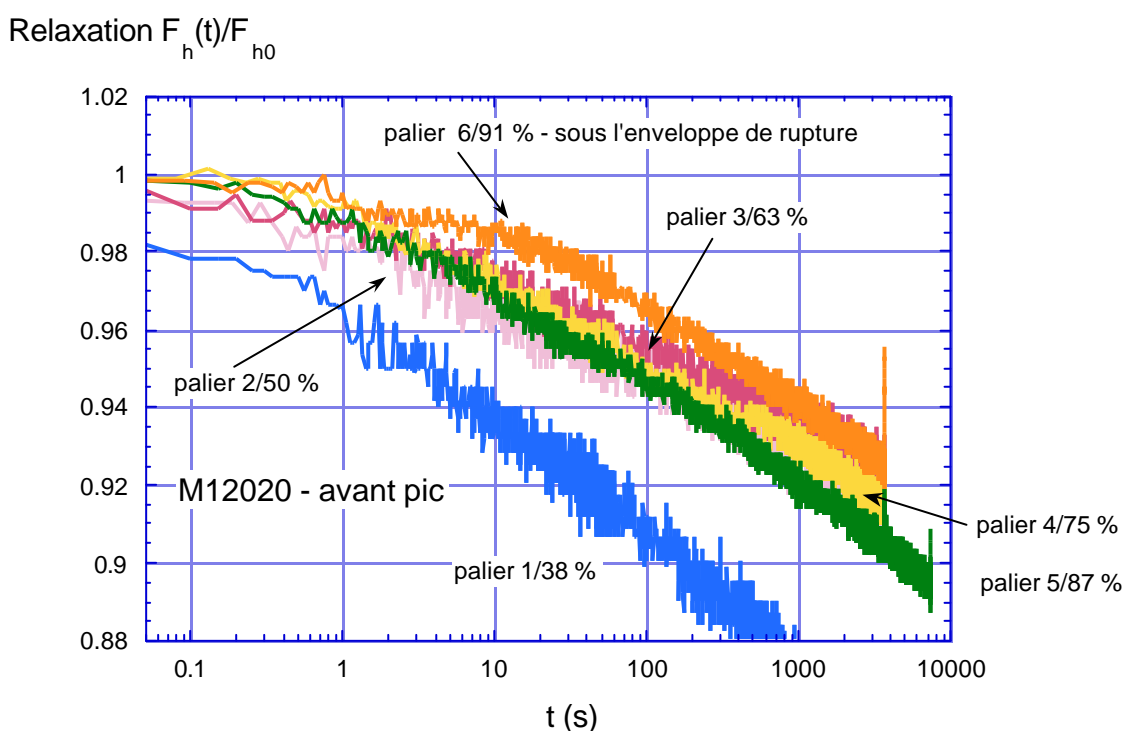
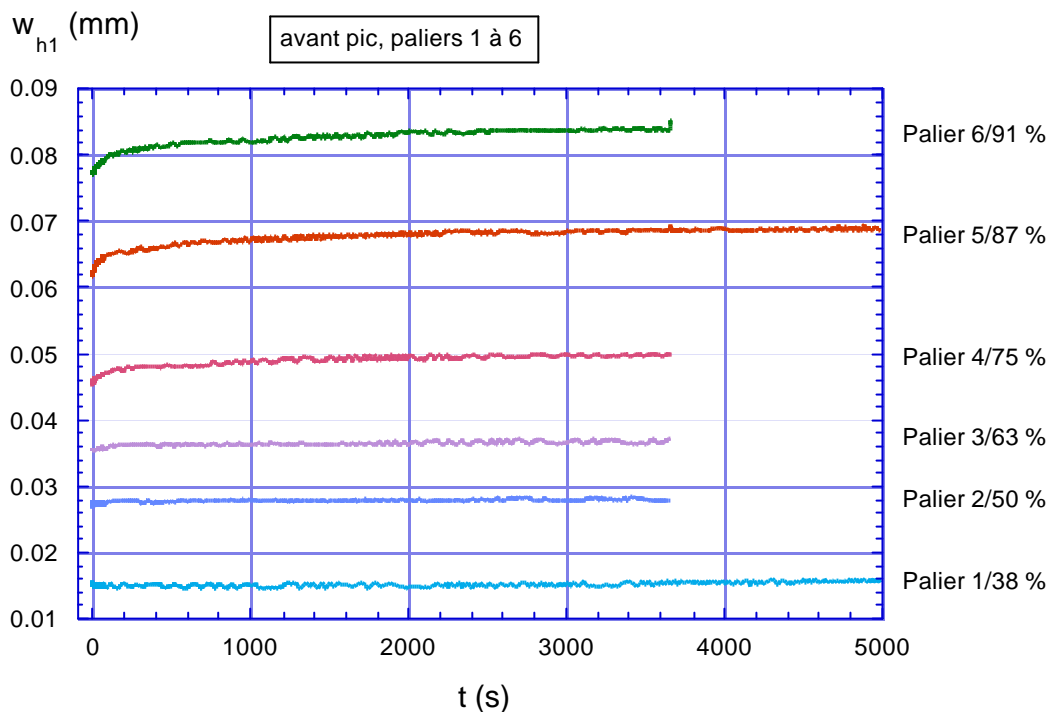


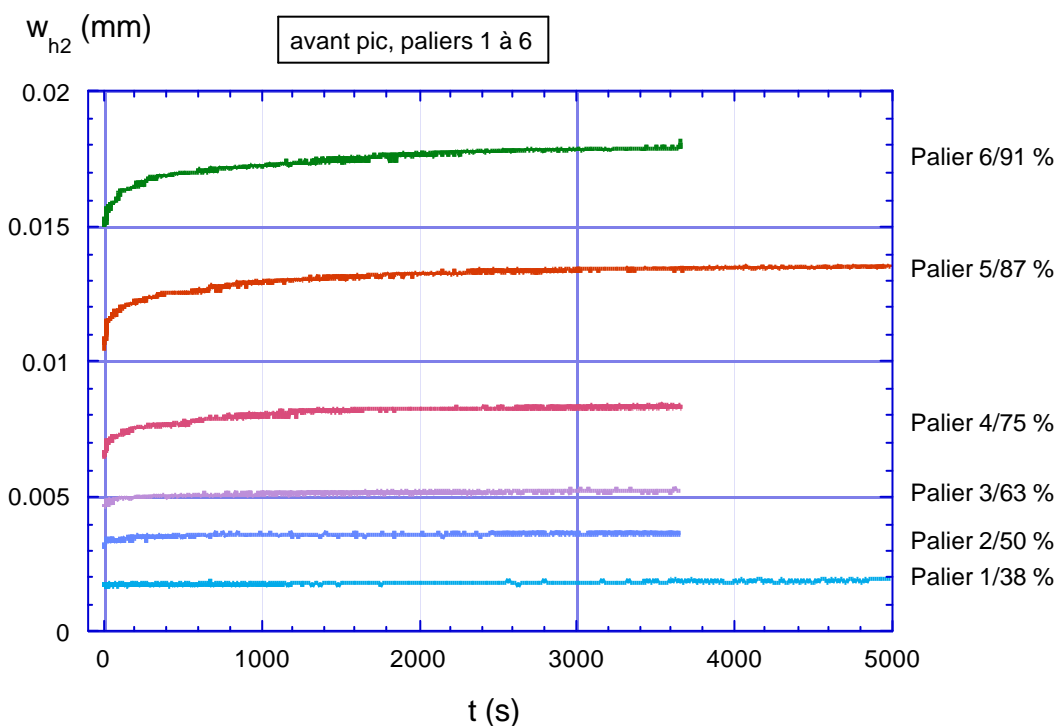
Figure 92: Eprouvette M12020, contrôle traverse, relaxations relatives avant pic détail pour les paliers 2 à 6, en axes semi-log.

Finalement la Figure 93 ci-dessous illustre l'évolution des déplacements dans l'axe de la force et en fond d'entaille, en cours de relaxation, en contrôle de traverse, avant pic. On constate que dans ce cas, les 2 déplacements w_{h1} et w_{h2} augmentent avec des vitesses

décroissantes au cours des paliers de relaxation. Cet effet est de plus en plus marqué au fur et à mesure de l'augmentation du niveau de sollicitation au début du palier. Il est très faible pour les 2 premiers paliers.



a)



b)

Figure 93: Eprouvette de fendage par coin M12020. Contrôle traverse. Evolution des déplacements mesurés par les capteurs, avant pic. a), w_{h1} , b) w_{h2} .

6.1.7 Effet de la concentration des contraintes en fond d'entaille

Pour étudier l'effet de la concentration des contraintes sur la réponse en relaxation à différents niveaux de sollicitation, 2 éprouvettes de fendage par coin, de géométrie identique à celles utilisés précédemment mais avec un trou foré au droit du fond de l'entaille, ont été testées dans les mêmes conditions. Ce trou de 25 mm de diamètre a été foré après le sciage de l'entaille. La géométrie de l'éprouvette est illustrée par la Figure 94 ci-dessous.



Figure 94: Eprouvette de fendage par coin avec trou en fond d'entaille.

Les essais ont été conduits en contrôlant la vitesse de déplacement w_{h1} . La Figure 95 ci-dessous montre les 2 courbes force-déplacement obtenues, avec la localisation des paliers de relaxation, pour les 2 éprouvettes testées: N° M12025 et M12026.

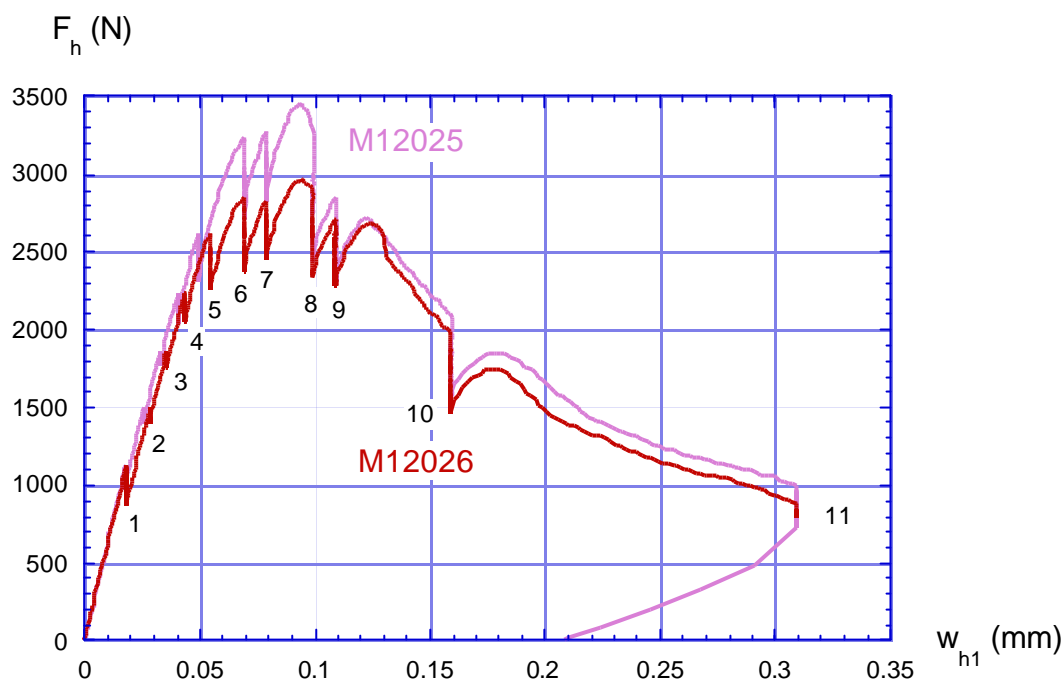


Figure 95: Essais de fendage par coin avec trou en fond d'entaille. Eprouvettes M12025, 26. Courbes force-déplacement w_{h1} .

Les 2 Figures ci-dessous montrent la comparaison des relaxations relatives avant (Figure 96) et après pic (Figure 97), à différents niveaux de sollicitation pour l'éprouvette M12026.

Globalement, avant et après pic on observe les mêmes comportements que pour les éprouvettes entaillées normalement (M11914, 15, 16) testées dans des conditions identiques (Figure 62). Avant pic (Figure 96), les relaxations relatives s'écartent à partir du 3^{ème} palier du comportement viscoélastique linéaire. La relaxation du 4^{ème} palier (76 %) rejoint celle du premier palier (38 %) de manière similaire à ce qui avait été obtenu pour l'éprouvette M11914 avec une entaille normale (Figure 62). Au voisinage immédiat du pic, (Figure 97, paliers 6 à 9) les relaxations relatives ne suivent pas, en amplitude un ordre croissant lié à leur rang. A ce niveau de sollicitation, à cause de la proximité du pic, le critère de déclenchement des paliers de relaxation ne peut plus être fixé par une force. Il est fixé par un seuil du déplacement w_{h1} , avec des incréments variables entre 2 paliers. Dans ce cas, la hiérarchie entre relaxations successives qui voudrait, pour un matériau viscoélastique linéaire, que les effets soient de moins en moins prononcés pour des incréments de sollicitation constants n'est plus respectée. Après le pic, on n'observe pas de regroupement de relaxations comme c'était le cas pour les autres essais. Toutefois, dans le cas de l'éprouvette M12026, le dernier palier post pic (n° 10) est encore à 67 % de la force de pic et l'avant dernier (n° 9) à 91 %. Selon les autres essais (Figures 7 et 23) le domaine où les relaxations relatives se confondent débute vers 80 % du pic de force et devient plus manifeste en dessous de 70 %, domaine qui n'est couvert que par un palier dans le cas de l'éprouvette M12026.

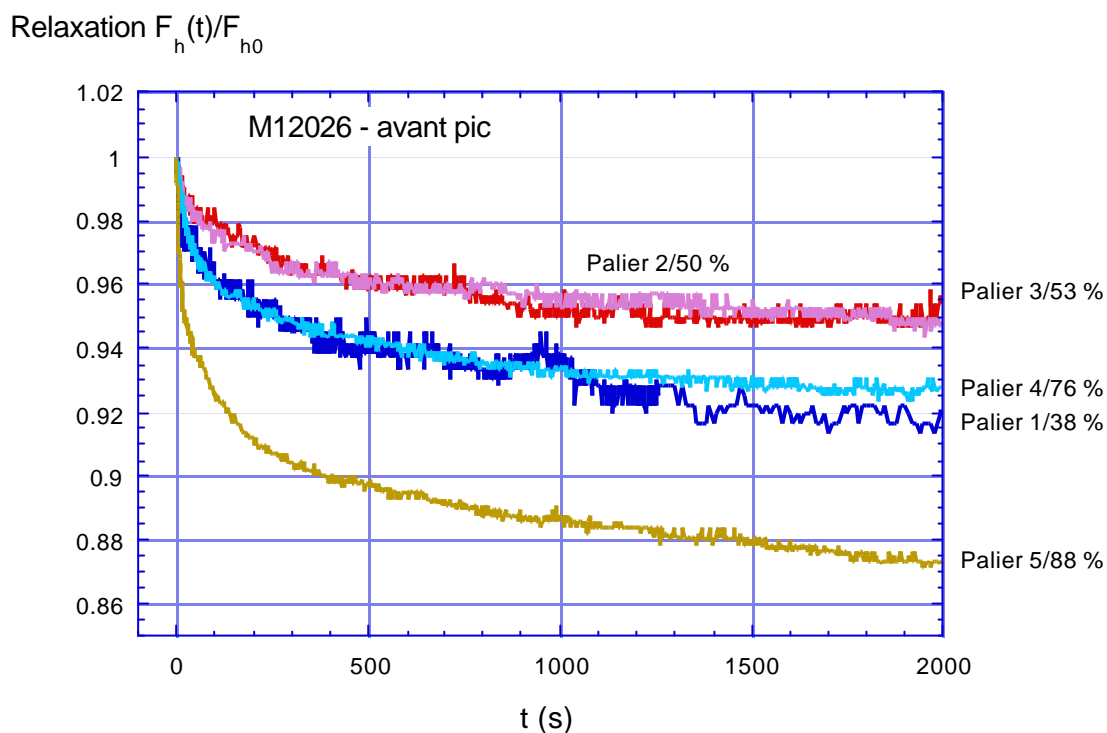


Figure 96: Eprouvette M12026. Relaxations relatives avant pic.

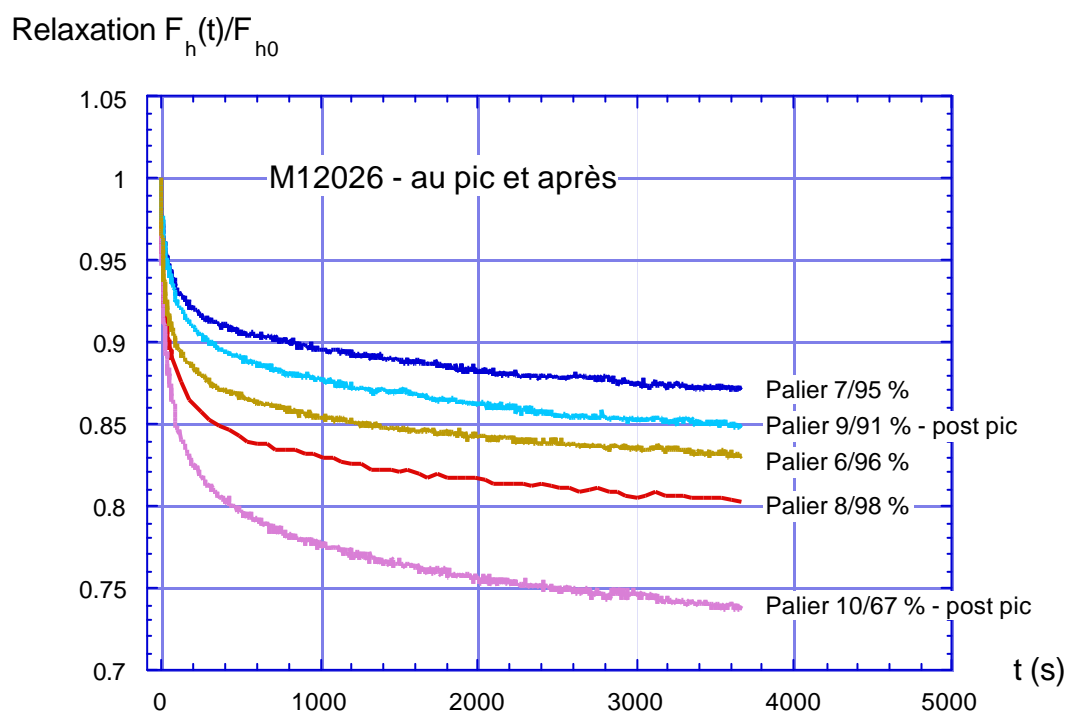


Figure 97: Eprouvette M12026. Relaxations relatives au pic et après.

6.1.8 Essai de fendage - mise en évidence d'effets d'endommagement

Dans cette série d'essais, on cherche à vérifier si les variations de déplacements observées au cours des paliers de relaxation sont liés à la croissance de fissures au niveau micro ou macroscopique en cours de relaxation. Pour ce faire, on a répété les essais précédents sur 2 éprouvettes issues de la même gâchée (age 62 jours), équipées chacune d'une jauge de fissure en graphite sur une face et de capteurs d'émissions acoustiques selon la disposition donnée à la Figure 51. Une éprouvette (M12213) a été testée en contrôlant le déplacement w_{h1} , l'autre (M12214) en contrôlant le déplacement de la traverse. Au préalable, pour s'assurer de l'origine des mesures d'émissions acoustiques, on a effectué un essai similaire sur une éprouvette en aluminium équipée et sollicitée de la même manière que les éprouvettes en béton. Aucun événement acoustique n'a été enregistré. La Figure 98 ci-dessous montre les courbes force-déplacement des 2 éprouvettes avec la localisation des paliers de relaxation.

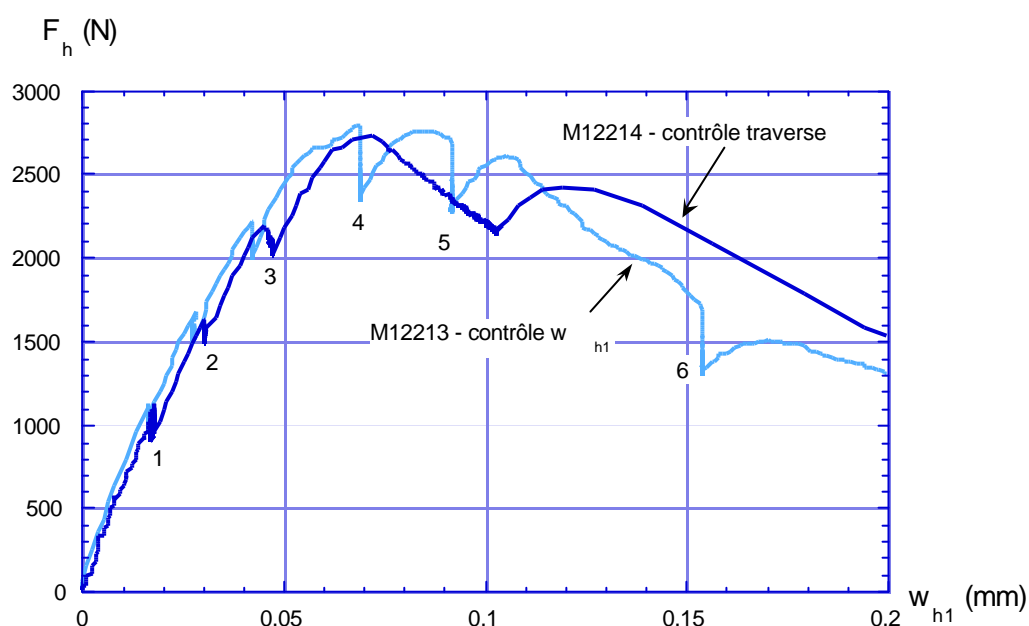


Figure 98: Eprouvettes M12213 et M12214. Courbes force-déplacement w_{h1} .

Les 2 Figures ci-dessous montrent les courbes Force F_h - temps et longueur de fissure (donnée par la jauge graphite) - temps. Les événements acoustiques sont signalés par un cercle dont l'abscisse est le temps auquel il s'est produit et l'ordonnée est la force correspondante. Dans les 2 essais, la jauge de fissure détecte une progression notable avant le pic (palier 4). En contrôle de déplacement w_{h1} , tous les paliers de relaxation (avant et après pic) se traduisent par un palier de la longueur de fissure (Figure 99). Il en va de même en contrôle de traverse avant pic (paliers 1 à 4, Figure 100). En contrôle de traverse après le pic, la jauge de fissure montre en cours de relaxation une progression de la fissure (palier 5, Figure 100) qui finit par se stabiliser. En contrôle de déplacement w_{h1} , (Figure 99) on détecte des événements acoustiques déjà au cours du premier palier de relaxation puis en suivant chaque rampe jusqu'au début du palier 4. A partir de ce palier, au pic et après, on détecte des émissions acoustiques pendant la relaxation, alors que ce n'était pas le cas pour les paliers 2 et 3 avant pic. En contrôle de traverse (Figure 100) on ne détecte pratiquement pas d'émissions acoustiques avant pic; après le pic, on détecte des événements acoustiques pendant les paliers de relaxation (4 et 5).

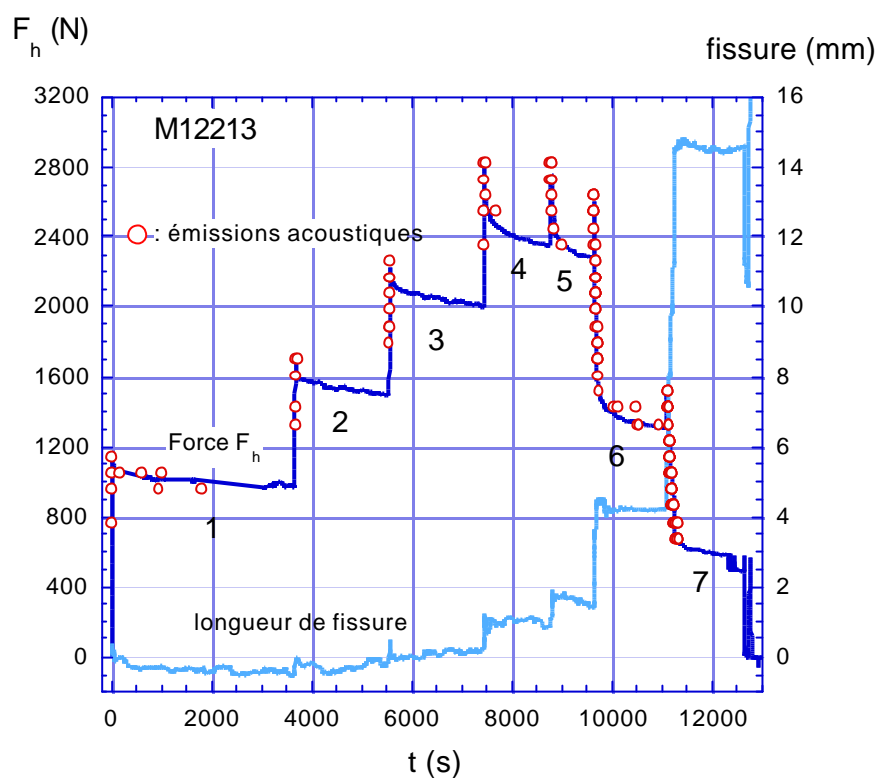


Figure 99: Eprouvette M12213. Contrôle w_{h1} . Force, longueur de fissure et émissions acoustiques en fonction du temps.

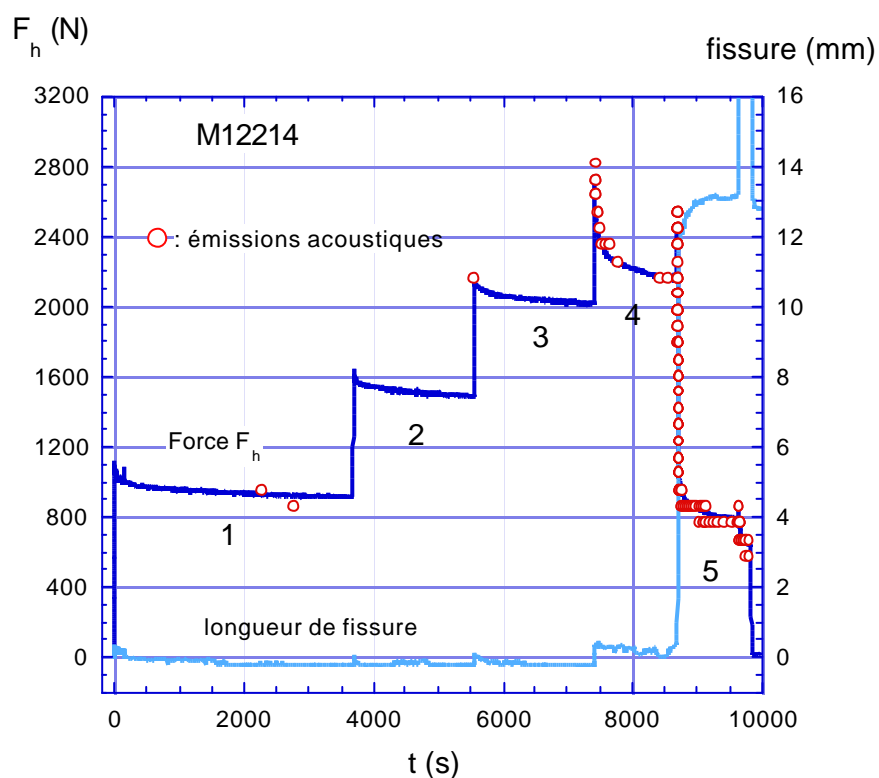


Figure 100: Eprouvette M12214. Contrôle traverse. Force, longueur de fissure et émissions acoustiques en fonction du temps.

6.1.9 Comparaison Fendage par coin - Compression simple

Deux séries d'essais de relaxation en compression seront présentées dans ce qui suit. L'essai est asservi sur le déplacement mesuré par 3 capteurs de déplacement TESA avec un domaine de mesure de $\pm 300 \mu\text{m}$, solidaires du tiers central de l'éprouvette. La première série est associée aux éprouvettes de fendage N° M11914, 15, 16 dont les résultats ont été exposés précédemment. Il s'agit de comparer, à des niveaux de sollicitation proches (environ 30 % du pic), les réponses en relaxation relative des 2 types d'essais. Chaque cylindre est soumis à un seul palier de relaxation appliqué à environ 23 % de la force de rupture. Les 2 Figures ci-dessous regroupent les relaxations relatives au premier palier des cylindres comprimés (M1191, 4, 6 âgés de 53 à 55 j) et celles des éprouvettes de fendage par coin (M11914, 15, 16) en axes cartésiens (Figure 101) et semi-log (Figure 102). En axes cartésiens (Figure 101), on note peu de différences entre les relaxations relatives de toutes les éprouvettes confondues. Les relaxations relatives mesurées en compression apparaissent néanmoins plus marquées que celles mesurées sur les éprouvettes de fendage, particulièrement au début de l'essai. Cette tendance est plus claire en axes semi-logarithmiques (Figure 102).

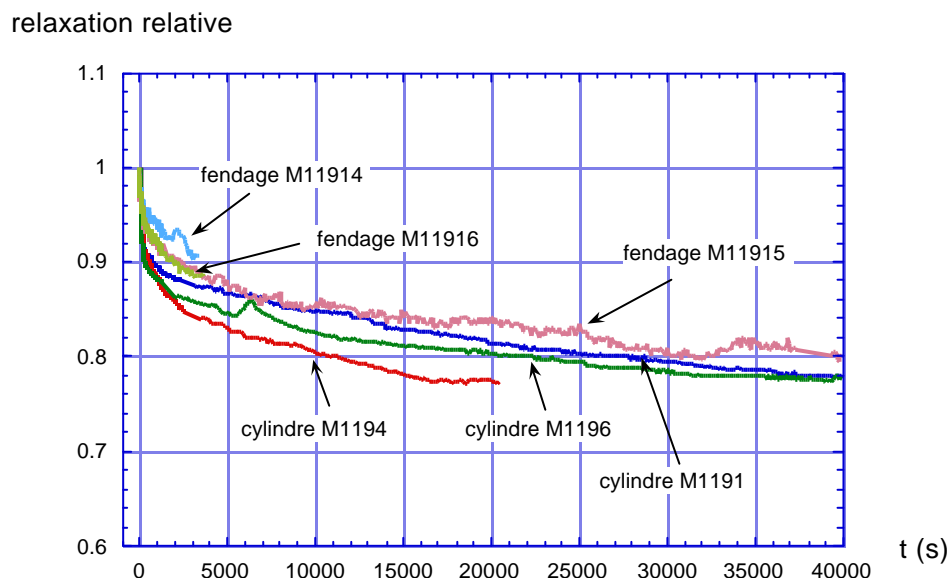


Figure 101: Comparaison des relaxations relatives au premier palier entre fendage par coin et compression simple.

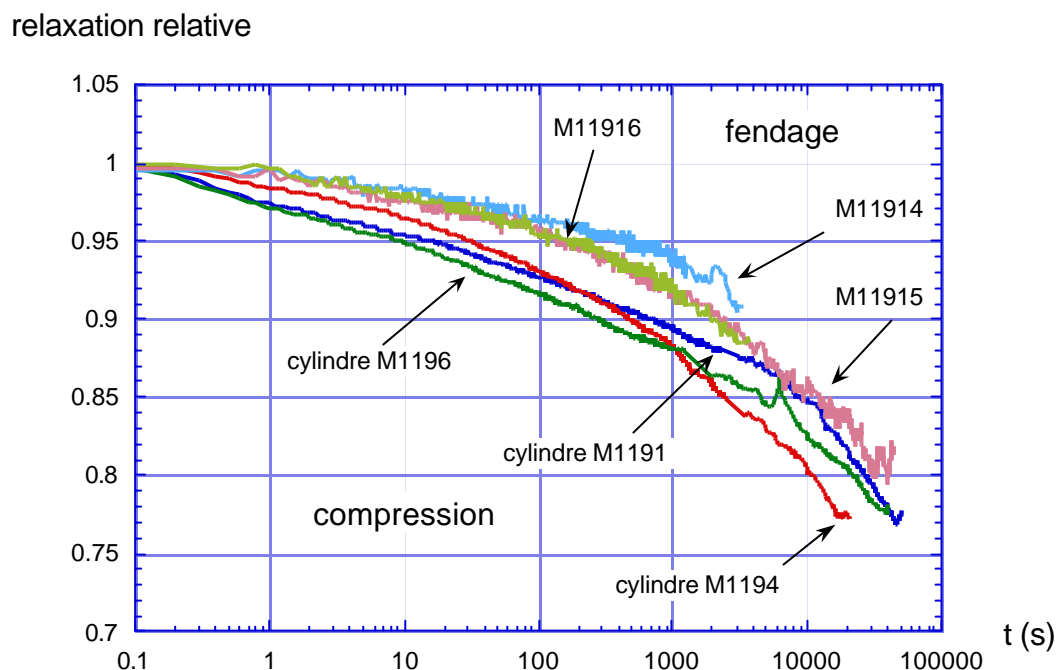


Figure 102: Comparaison des relaxations relatives au premier palier entre fendage et compression simple. Axes semi-log.

Dans la deuxième série d'essais, on a mesuré la réponse de cylindres comprimés, soumis à un palier unique de relaxation appliqué à des niveaux de sollicitation de plus en plus élevés. La Figure 103 montre les relaxations relatives correspondantes. On constate que la dispersion des résultats pour le bas niveau de sollicitation (30% de la force maximale) est assez grande. Comme dans le cas du fendage par coin, à des niveaux de sollicitation élevés (65 et 85 %) les relaxations relatives suivent un comportement non linéaire de plus en plus marqué. A ces niveaux de sollicitation, la dispersion des résultats est assez faible (sur 2 éprouvettes testées pour chaque niveau élevé).

relaxation relative

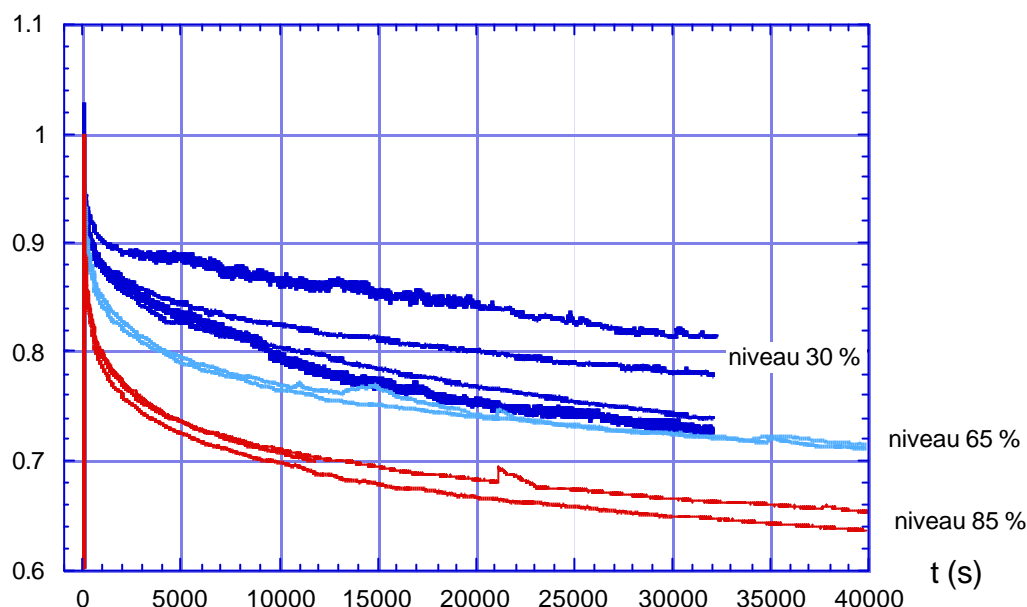


Figure 103: Essais de relaxation sur cylindres comprimés. Effet du niveau de sollicitation sur les relaxations relatives.

6.1.10 Discussion des résultats

Les mesures de relaxation à différents niveaux de sollicitation avant et après pic en contrôle de déplacement w_{h1} ou w_{h2} , ont montré un comportement résumé par les 2 Figures ci-dessous. La Figure 104 présente le cas de la relaxation absolue. On définit à titre comparatif une amplitude de relaxation absolue pour un temps t_1 (Figure 104 a). On considère les 3 domaines de sollicitation dans lesquels un palier de relaxation peut être effectué (Figure 104 b): 1. avant pic, niveau de force inférieur à environ 50 % de la force maximale, 2. autour du pic, 3. après pic, niveau de force inférieur à environ 80 % de la force maximale. On compare enfin les amplitudes de relaxation absolues pour des paliers de relaxation successifs effectués à différents stades de l'essai (Figure 104 c). Dans les domaines 1 et 2, les amplitudes des relaxations absolues augmentent. Dans le domaine 3, qui débute après le pic, ces amplitudes diminuent en restant toutefois plus élevées au même niveau de force que pour les paliers avant pic (Figure 59).

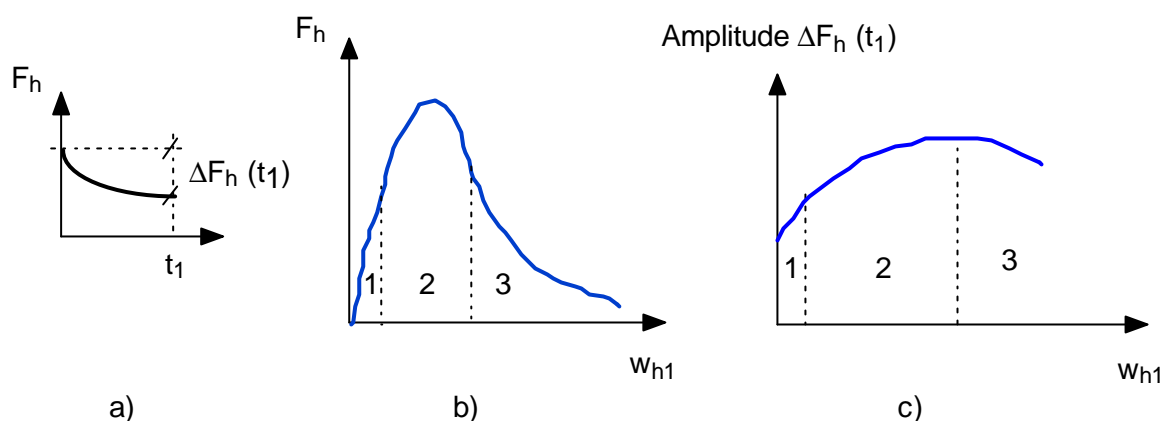


Figure 104: Description qualitative de l'évolution des relaxations absolues dans un essai de fendage par coin, a) amplitude de relaxation absolue, b) courbe force-déplacement, c) amplitude de relaxation absolue en fonction du déplacement w_{h1} .

La Figure 105 présente le cas de la relaxation relative. Comme précédemment, on définit à titre comparatif une amplitude de relaxation relative pour un temps t_1 (Figure 105 a) et des niveaux de sollicitation de référence avant et après pic (Figure 105 b). On compare enfin les amplitudes de relaxation relatives pour des paliers de relaxation successifs effectués à différents stades de l'essai (Figure 105c). Dans le domaine 1 (jusqu'à environ 50 % de la force maximale), les amplitudes des relaxations relatives diminuent. Ce domaine correspond à un comportement de type viscoélastique linéaire. Le domaine suivant (2) débute au-dessus d'environ 50 % de la force maximale et s'étend jusqu'après le pic de force. Il est caractérisé par des relaxations relatives successives qui suivent un comportement viscoélastique non linéaire (augmentation des amplitudes avec réponse dépendant de l'histoire de sollicitation). Dans le domaine 3, qui débute après le pic, ces amplitudes tendent vers une valeur constante.

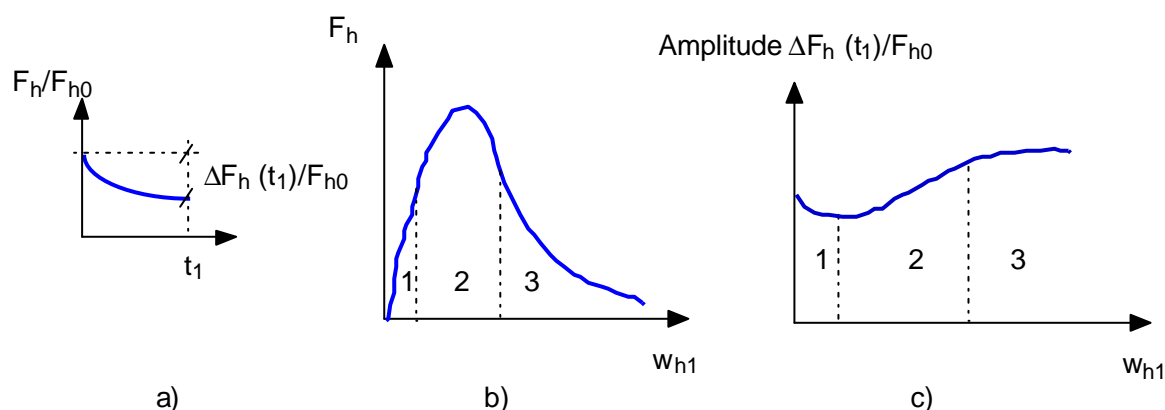


Figure 105: Description qualitative de l'évolution des relaxations relatives dans un essai de fendage par coin, a) amplitude de relaxation relative, b) courbe force-déplacement, c) amplitude de relaxation relative en fonction du déplacement w_{h1} .

Globalement on peut donc dire que la réponse viscoélastique en fonction de la croissance des fissures dépend du niveau de sollicitation. Pour des paliers de relaxation en suivant l'enveloppe de rupture, on passe progressivement d'un stade linéaire à un stade non linéaire avec disparition progressive des effets de mémoire après pic. Par contre, les paliers de relaxation effectués sous l'enveloppe de rupture, après le pic, montrent un comportement à effets de mémoire.

La limite de linéarité du comportement viscoélastique, observée dans tous les essais correspond à environ 50 % de la résistance apparente. Cette valeur est en accord avec les nombreux résultats de la littérature qui situent la limite de linéarité du béton autour de 50 % de la résistance apparente. Ces valeurs sont toutefois relatives car elles sont liées à la taille de l'éprouvette considérée. On peut penser qu'une éprouvette de très grande taille, faite du même matériau, et sollicitée de la même manière, présenterait une limite de linéarité en viscoélasticité, beaucoup plus proche de sa résistance apparente. La non linéarité est essentiellement due à des effets directs ou indirects de la croissance de fissures. Pour un même matériau, plus l'éprouvette est grande, plus l'effet de non-linéarité est négligeable en rupture et donc en viscoélasticité.

Le mode de contrôle des sollicitations appliquées joue un rôle très important sur la réponse en relaxation. La notion de "relaxation" au sens macroscopique appliquée à un essai de rupture de type fendage doit donc être prise avec précaution. Globalement, les essais en asservissement sur un paramètre de mesure lié à l'éprouvette (w_{h1} ou w_{h2}) sont très sensibles aux conditions expérimentales. D'autre part, ces essais réagissent instantanément à toute tendance du paramètre de contrôle à varier dans le temps, qui peut être interprétée aux niveaux de chargement élevés, par un endommagement en cours de progression.

Dans le cas d'un contrôle passif vis-à-vis de l'éprouvette (asservissement traverse), on observe que les paramètres de mesure liés à l'éprouvette (déplacements w_{h1} et w_{h2}) ne restent pas constants au cours des paliers de relaxation. De plus, leur variation est d'autant plus marquée que le niveau de sollicitation est élevé. Enfin, les relaxations relatives sont plus marquées au même niveau de sollicitation que celles obtenues en contrôle de déplacement w_{h1} ou w_{h2} . Par ailleurs, ces relaxations relatives tendent à se confondre assez rapidement pour des niveaux de sollicitation élevés, avant pic (Figure 92).

Par comparaison avec les sollicitations naturelles, si l'on considère le cas de sollicitations thermiques, en admettant que l'on ne s'intéresse qu'à une seule fissure isolée dans un massif infiniment grand qui lui impose un déplacement, on est exactement dans le cas du contrôle de traverse (pas de réaction du système à une propagation ou un développement de l'endommagement). Par contre, si on considère que plusieurs fissures relativement proches peuvent interagir, on pourrait aller dans le sens du cas de contrôle actif de déplacement avec éventuellement autorégulation du système.

Différents phénomènes peuvent être invoqués pour expliquer les déviations de la linéarité observées. Plusieurs indices tels que l'évolution des déplacements au cours de paliers de relaxation vont dans le sens d'un effet endommagement en cours de relaxation. Les mesures d'émissions acoustiques montrent des signes de propagation de microfissures au voisinage du pic ou après. Toutefois, avant pic, on observe seulement des émissions acoustiques dans le cas du contrôle de déplacement w_{h1} . Ceci irait dans le sens, au cours des paliers de relaxation, d'émissions acoustiques liées à la refermeture, induite par le mode de contrôle actif, de fissures.

Après pic, tous les indices vont dans le sens d'une contribution importante de la propagation de microfissures au cours des paliers de relaxation. En théorie, le taux de restitution d'énergie diminue au cours d'une relaxation, ce qui tendrait à exclure la propagation si le taux de restitution d'énergie critique est constant. Pour avoir quand même propagation deux cas sont envisageables. Soit la résistance à la propagation diminue au début du palier plus vite que le taux (effets de rupture lente de liaisons), soit la taille des microfissures les

rend fortement instables et un certain nombre d'entre elles, qui avaient été activées avant le début du palier, continuent à se propager en cours de palier de relaxation jusqu'à avoir épuisé l'énergie à disposition.

Par ailleurs, on peut estimer la longueur de l'incrément de fissure théorique (cas linéaire élastique) nécessaire pour causer une variation de complaisance correspondant aux chutes de force des paliers de relaxation post-pic. Pour l'éprouvette M11914, palier 8, un calcul simple à partir des formules de calibrage de la complaisance établies en Annexe II donne un ordre de grandeur de 3 mm pour la longueur de fissure correspondant à la chute de force entre le début et la fin du palier. Cette valeur montre qu'une faible croissance de fissure peut expliquer quantitativement une importante relaxation.

Enfin, l'effet de l'histoire de sollicitation sur les relaxations mesurées tendrait à indiquer que, jusqu'au même niveau de sollicitation l'endommagement est moindre si la durée de sollicitation est plus longue. Ceci va dans le sens d'une zone d'endommagement de longueur réduite si la vitesse de sollicitation diminue (Bažant et Gettu (1992)). D'un point de vue énergétique, on pourrait l'interpréter comme une plus grande dissipation par viscoélasticité volumique au détriment de la création de microfissures.

6.2 Essais de fluage (fendages par coin)

6.2.1 Généralités

Les essais de fluage présentés dans ce qui suit ont été effectués à partir de 2 gâchées différentes, avec 2 types d'histoire de sollicitation. En plus des essais de fendage par coin, on a effectué pour chaque gâchée à titre comparatif des essais de relaxation en compression sur des cylindres 16/32 cm. Ces essais ne seront pas documentés dans ce qui suit. Le Tableau 7 ci-dessous résume les essais de fluage effectués et leur motivation.

Gâchée	Motivation des essais de fluage
20	Déterminer les réponses à des paliers de fluage successifs à des niveaux de sollicitation croissants
21	Déterminer les temps de rupture sous force constante (fatigue statique)
22	Mesurer les émissions acoustiques à différents niveaux de sollicitation au cours des paliers de fluage pour mettre en évidence des effets d'endommagement.

Tableau 7: Motivation des essais de fluage

6.2.2 Essais de fluage successifs

Trois éprouvettes (n° M12013, 14, 15 âgées de 75 à 82 jours) ont été testées. Chaque éprouvette de fendage par coin est sollicitée en 2 temps. On applique d'abord une rampe en

contrôle de traverse (déplacement de la tête du vérin), vitesse 2 mm/minute jusqu'à une force $F_h=559.8$ N (environ 18 % du pic de force estimé) puis on applique une succession de rampes suivies de paliers de fluage avec des niveaux de sollicitation de plus en plus élevés, jusqu'à la rupture éventuelle. Le niveau de sollicitation d'une éprouvette pour un palier donné n'est pas connu a priori. On indiquera donc seulement le N° de référence du palier correspondant. La Figure ci-dessous présente les courbes force-temps des 3 éprouvettes, avec l'identification des paliers de fluage.

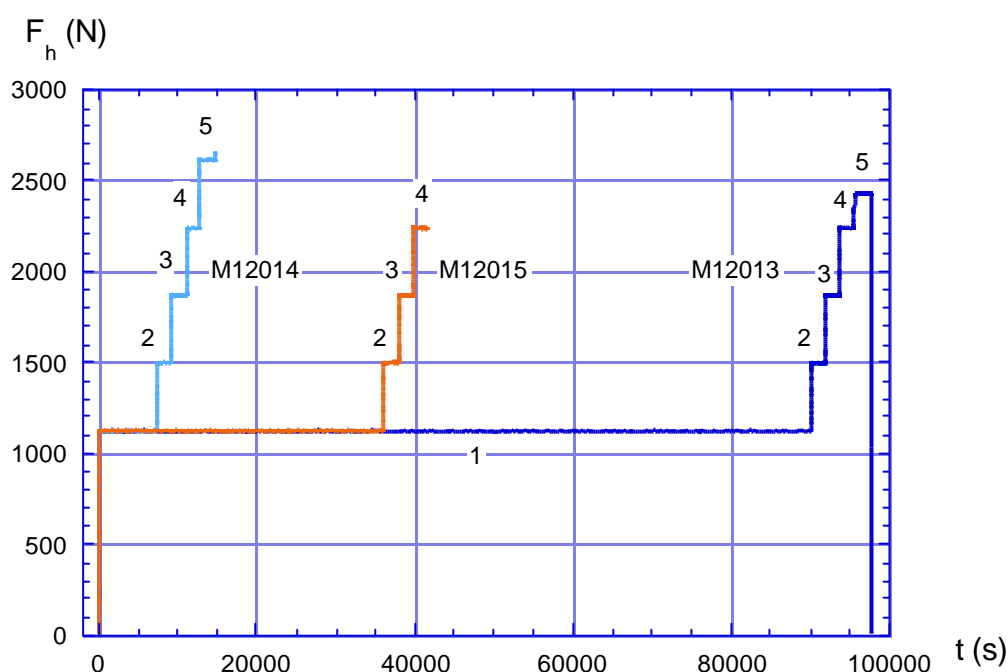


Figure 106: Eprouvettes M12013, 14, 15. Courbes Force-temps.

Les tendances observées sur les 3 éprouvettes sont les mêmes. Les résultats de 2 éprouvettes parmi les 3 testées seront présentés dans ce qui suit.

Les 4 Figures ci-dessous montrent les fluages relatifs (normalisés par rapport au déplacement en début de palier) pour le déplacement w_{h1} , en axes cartésiens et semi-logarithmiques pour les éprouvettes M12013 et M12014. Pour l'éprouvette M12013 (Figure 107) on constate que les 2 premiers paliers suivent qualitativement un comportement en accord avec la viscoélasticité linéaire (fluage relatif du 2^{ème} palier moins prononcé que celui du premier palier). A partir du 3^{ème} palier, la tendance s'inverse et les effets non linéaires sont de plus en plus marqués pour chaque nouveau palier. Finalement, le palier 5 conduit à la rupture après environ 2000 s. Les tendances sont les mêmes pour l'éprouvette M12014 (Figure 109). Le 5^{ème} palier de cette éprouvette a été interrompu par une panne de la pompe des vérins, mettant un terme à l'essai.

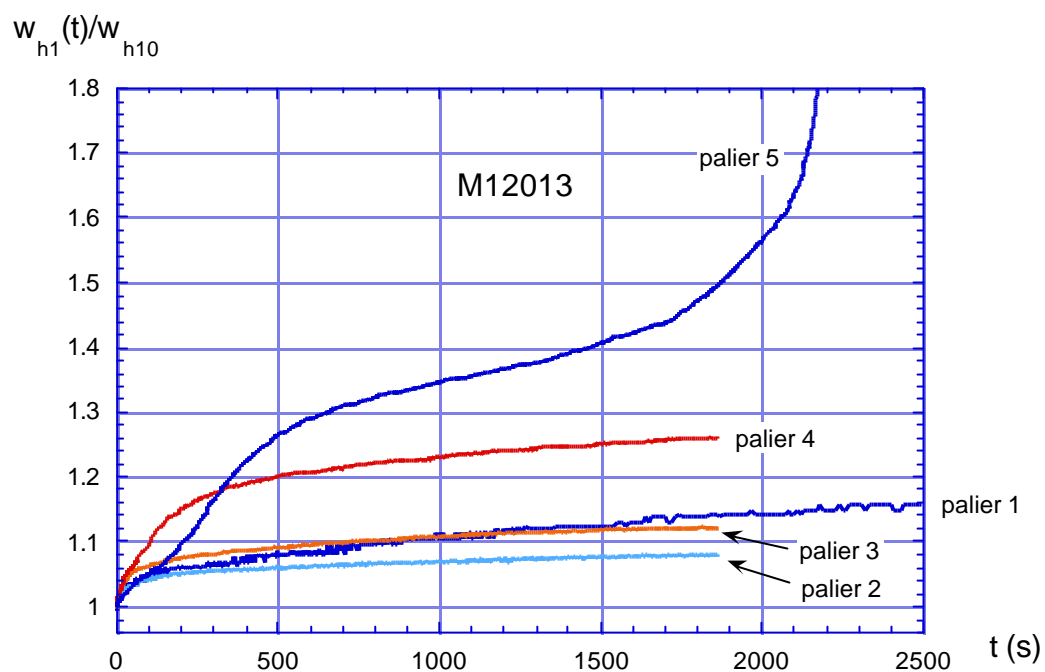


Figure 107: Epreuve M12013. Fluages relatifs de w_{h1} , en axes cartésiens.

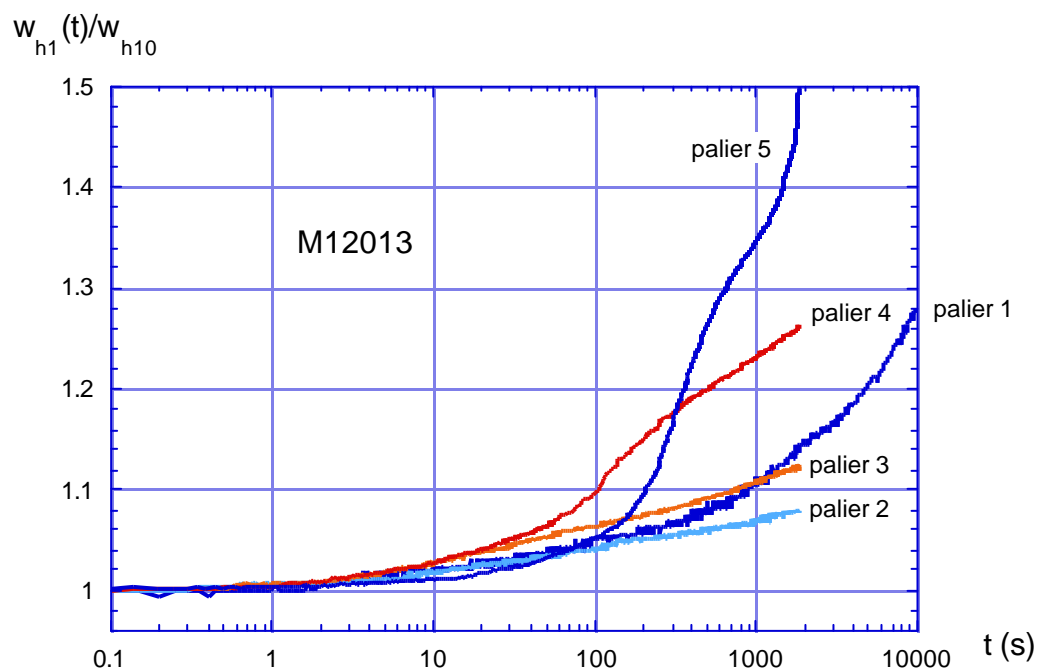


Figure 108: Epreuve M12013. Fluages relatifs de w_{h1} , en axes semi-log.

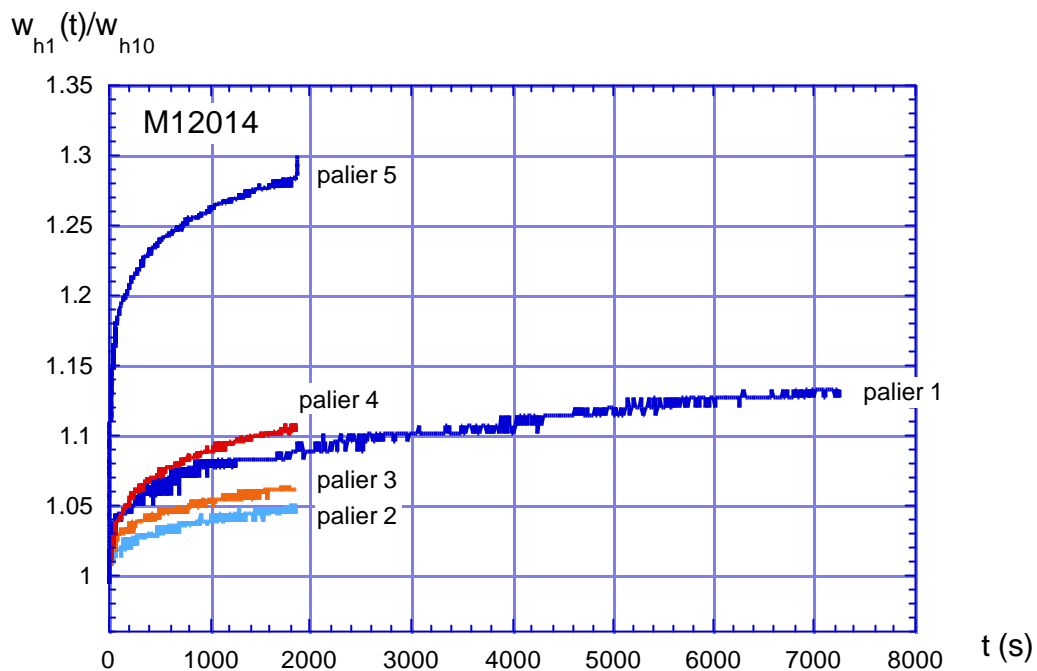


Figure 109: Eprouvette M12014. Fluages relatifs de w_{h1} , axes cartésiens.

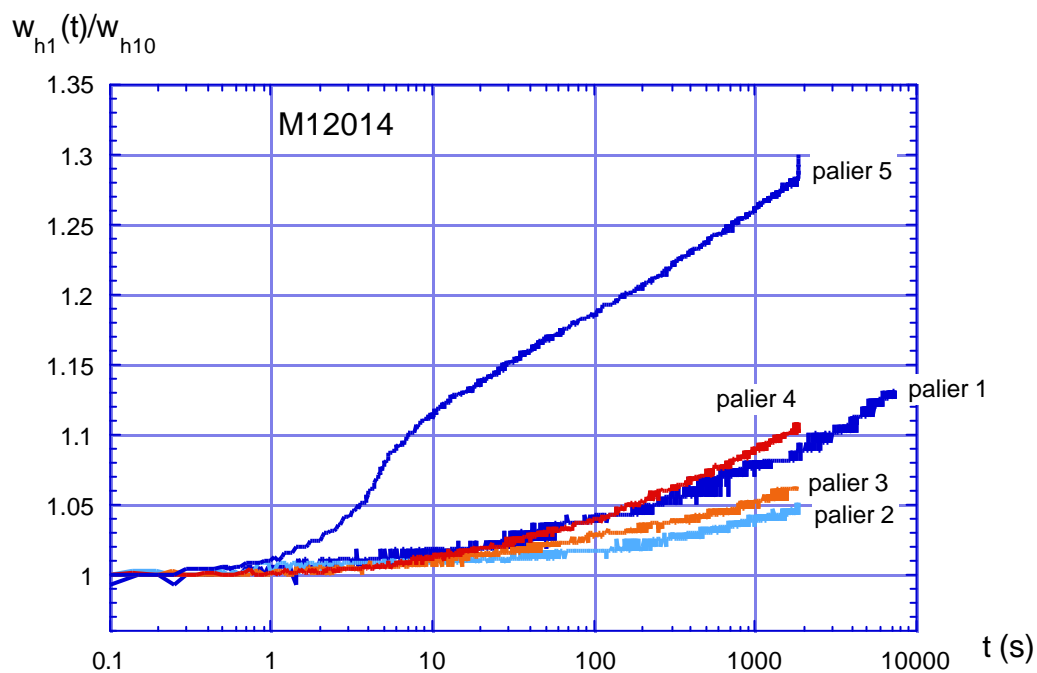


Figure 110: Eprouvette M12014. Fluages relatifs de w_{h1} , axes semi-log.

Les 2 Figures ci-dessous présentent l'évolution des déplacements w_{h2} en fond d'entaille (normalisés par rapport au déplacement w_{h20} en début de palier de fluage) au cours des paliers de fluage pour les 2 éprouvettes. Contrairement au cas précédent (déplacement w_{h1}), le déplacement w_{h2} autour du fond d'entaille montre un comportement non linéaire dès le 2^{ème} palier (Figure 111 et Figure 112). De plus, on observe sur ces 2 Figures que pour les 3 premiers paliers, après une augmentation, le déplacement w_{h2} se stabilise pour rester

pratiquement constant à partir de 1000 s. Ce n'est plus le cas pour les paliers 4 à 5 au cours desquels w_{h2} augmente continûment, éventuellement jusqu'à la rupture (palier 5, éprouvette M12013, Figure 111).

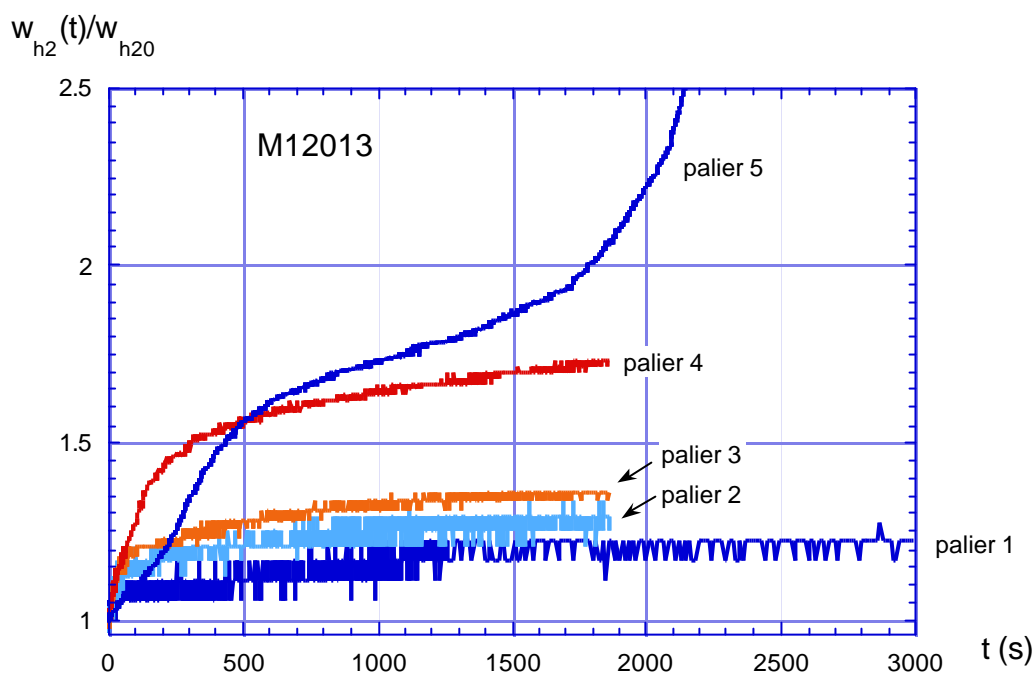


Figure 111: Eprouvette M12013. Fluages relatifs de w_{h2} .

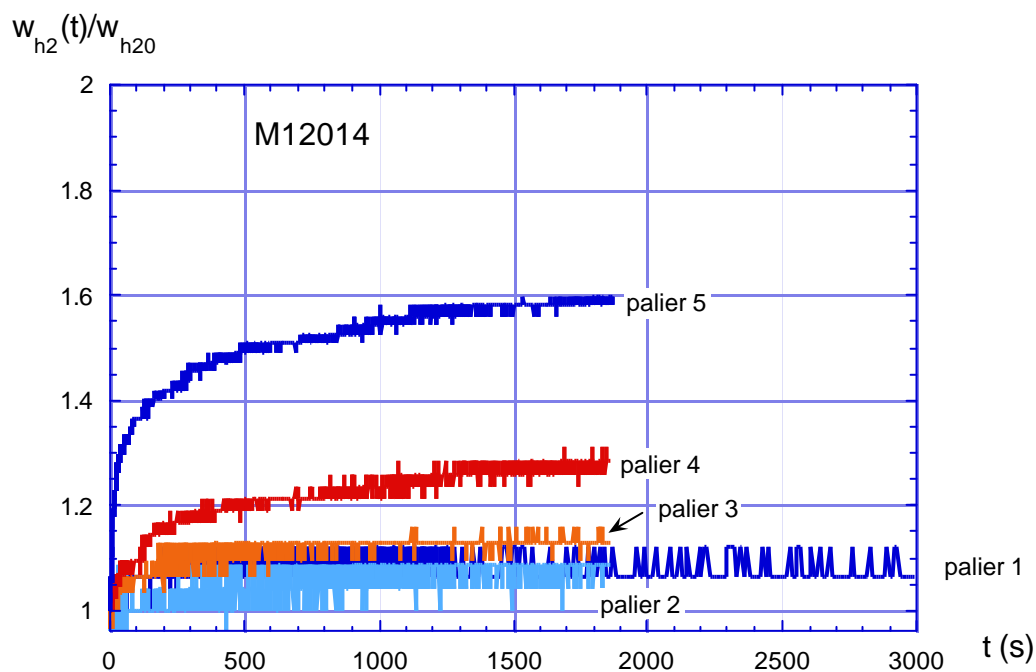


Figure 112: Eprouvette M12014. Fluages relatifs de w_{h2} .

6.2.3 Essais de rupture sous force constante

Pour compléter les mesures de fluage obtenues précédemment, on a cherché à provoquer la rupture en se plaçant d'emblée à des niveaux de sollicitation élevés (fatigue statique). Pour avoir une référence, on a déterminé une valeur moyenne de force maximale sur la base de tous les résultats d'essais de relaxations successives effectués précédemment en admettant qu'entre 50 et 100 j (âge des éprouvettes lors des essais) la variation de résistance due au vieillissement est négligeable par rapport aux autres incertitudes (âge entre 50 et 100 j). La valeur moyenne résultante F_{hmax}^* est de 3000 N. A partir de cette valeur, on a fixé une fourchette estimative de forces pour avoir des temps de rupture de l'ordre de la seconde à plusieurs jours, en fonction des résultats connus de la littérature. Les éprouvettes ont été équipées d'une jauge de fissure sur une des faces, selon la géométrie donnée à la Figure 53.

Note: Ces essais ont été fortement perturbés par des pannes répétitives du système de contrôle du vérin. Sur la série de dix éprouvettes initialement prévues, seules six issues de la gâchée N° 21 (âge: 91 à 100 j) ont pu être testées dans des conditions acceptables.

Le Tableau 8 ci-dessous résume les sollicitations imposées à ces éprouvettes et les temps de rupture correspondants. Le niveau théorique de sollicitation est rapporté à la force maximale moyenne F_{hmax}^* de 3000 N définie plus haut. On indique également pour chaque palier la vitesse de fluage secondaire en admettant que ce dernier puisse être représenté par une droite tangente.

N° éprouvette	Force [N]	$t_{rupture}$ [s]	F_{h0}/F_{hmax}^* [%]	Vitesse de fluage secondaire [mm/s]
M12121	2986	0	100	-----
M12123	2799	50	93	$1.70 \cdot 10^{-3}$
M12125	2799	165	93	$2.49 \cdot 10^{-5}$
M12126	2706	600	90	$4.94 \cdot 10^{-5}$
M12119	2500	46000	83	$6.65 \cdot 10^{-7}$
M12127	2659	>72000	89	$7.61 \cdot 10^{-7}$

Tableau 8: Résultats des essais de rupture sous force constante.

On a reporté sur la Figure 113 les points expérimentaux correspondant en termes de temps de rupture en fonction du niveau estimé de sollicitation, avec à titre comparatif, les principaux résultats de la littérature. Le résultat de l'éprouvette M12121 n'est pas représenté car la rupture de cette éprouvette a été immédiate, avant qu'elle n'atteigne le niveau fixé pour le palier de fluage (3000 N). Les résultats des essais de fendage par coin sont trop peu nombreux pour être collectivement représentatifs. On observe toutefois que les valeurs individuelles restent proches du fuseau global des résultats des autres auteurs tous types d'essais confondus.

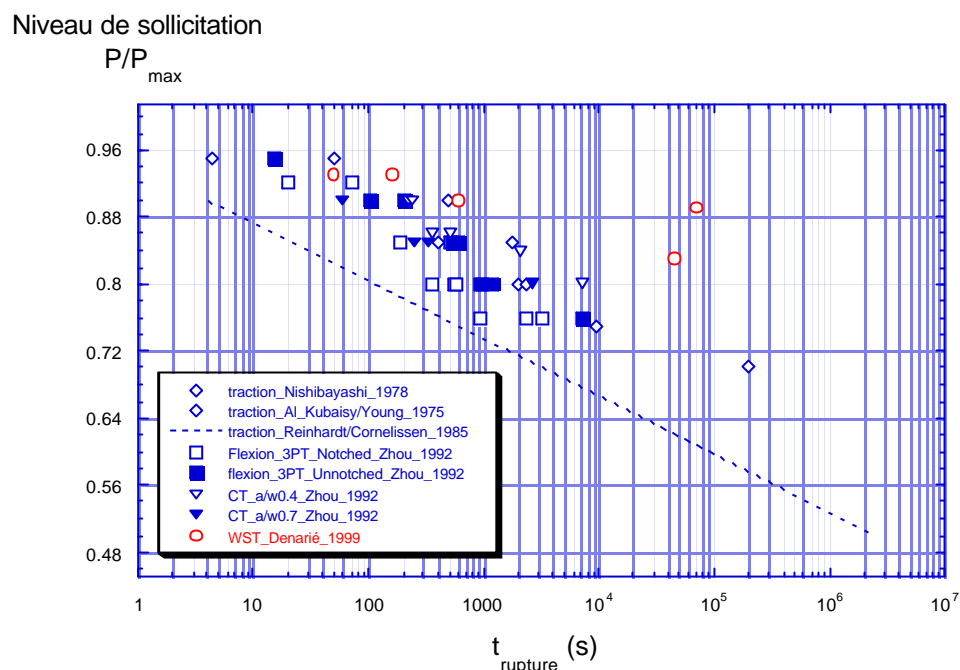


Figure 113: Essais de rupture sous force soutenue. Temps de rupture en fonction du niveau de sollicitation. Résultats d'essai du présent travail (WST_Denarié) comparés avec ceux de la littérature.

La Figure 114 ci-dessous représente les temps de rupture en fonction de la vitesse du fluage secondaire (résultats tirés du Tableau 8). On remarque que dans cette représentation, la dispersion des résultats n'est pas sensiblement diminuée par rapport à la représentation précédente (Niveau de sollicitation – temps de rupture, Figure 113). Dans les 2 représentations, un des points de mesure s'écarte notablement de la tendance définie par les autres points (N° M12127 selon Tableau 8). Toutefois, dans l'ensemble, les résultats suivent assez bien la tendance donnée par l'ajustement des résultats de Reinhardt et Cornelissen (1985), représenté par la ligne pointillée sur la Figure 114.

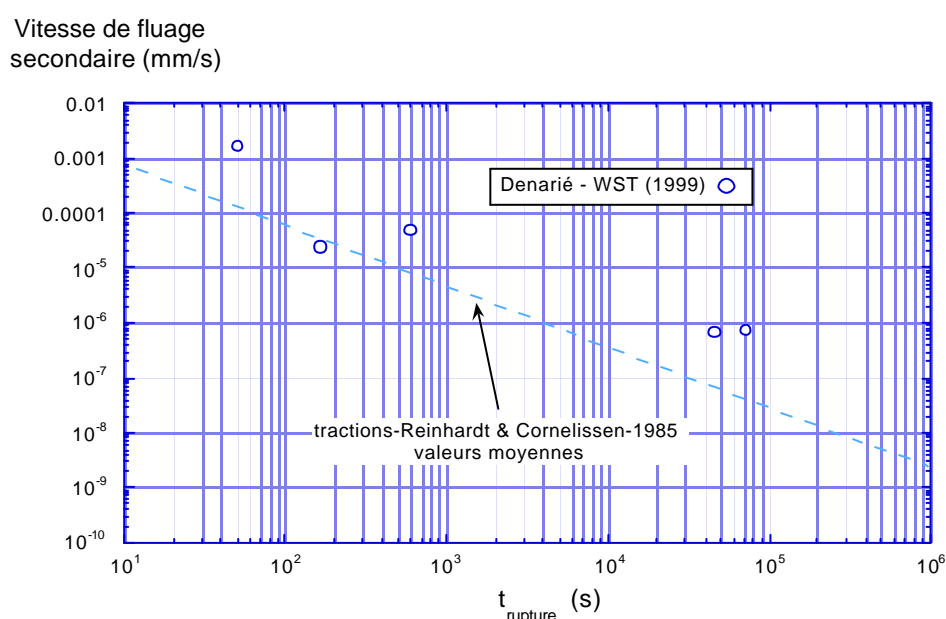


Figure 114: Essais de fendage par coin. Vitesse de fluage secondaire en fonction du temps de rupture.

Les 2 Figures ci-dessous (Figure 115 et Figure 116) montrent l'évolution des mesures de la longueur de fissure pour deux des éprouvettes (M12125, et M12126). Dans les deux cas, on constate que la longueur de fissure suit l'évolution des déplacements. Elle augmente de manière bien visible pendant la rampe qui conduit au palier de fluage. Le début du palier est marqué par un changement de vitesse brutal de la longueur de fissure. Cette dernière continue néanmoins d'augmenter continûment pendant la phase de fluage secondaire, avant d'accélérer dans la phase de fluage tertiaire.

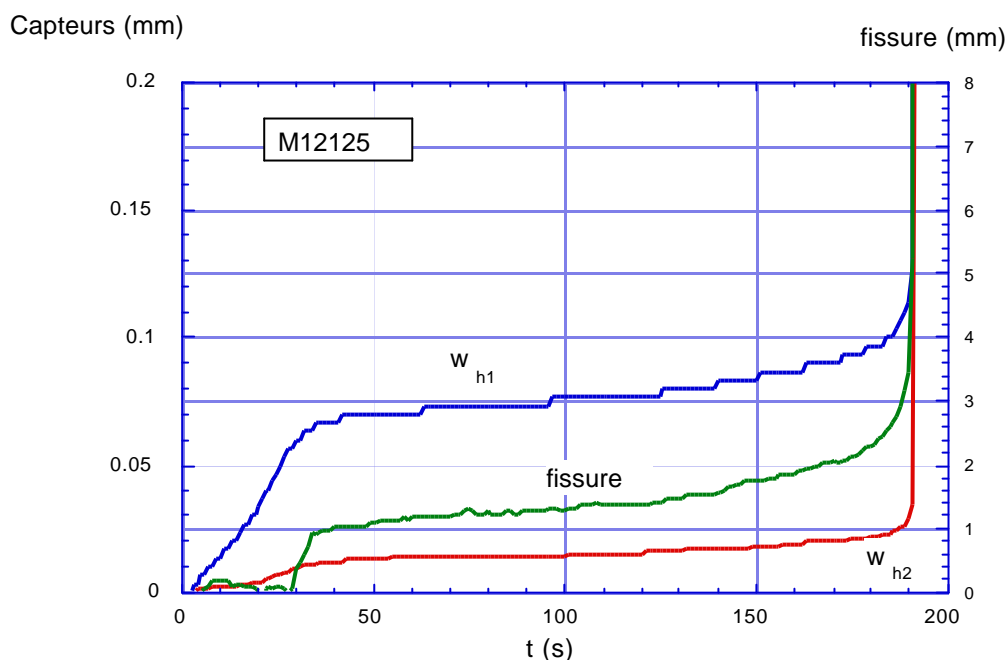


Figure 115: Epreuve M12125. Evolution des déplacements w_{h1} et w_{h2} et de la longueur de fissure au cours du temps.

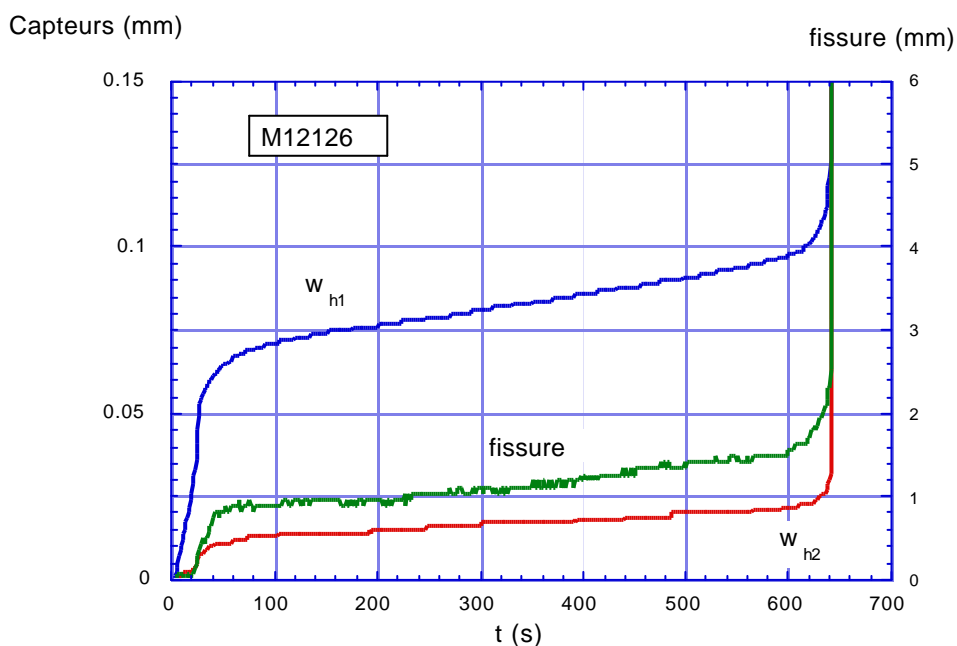


Figure 116: Epreuve M12126. Evolution des déplacements w_{h1} et w_{h2} et de la longueur de fissure au cours du temps.

6.2.4 Mesures d'émissions acoustiques

Une éprouvette (M12215) âgée de 63 jours a été soumise à une succession de paliers de fluage. Les émissions acoustiques sont enregistrées tout au long de l'essai par 4 capteurs placés selon la géométrie décrite Figure 51.

Les 2 Figures ci-dessous présentent les résultats obtenus de manière globale (Figure 117) et en détail (Figure 118) pour le dernier palier qui a conduit à la rupture. Les événements acoustiques sont indiquées sur les Figures par un cercle dont l'abscisse est le temps auquel ils se sont produits et l'ordonnée est la force correspondante. Sur la Figure 117, on observe les premiers événements acoustiques très tôt (environ 500 N avant le palier 1). Les paliers 1 et 2 présentent en cours de fluage un certain nombre d'événements, répartis sur la durée du palier pour le premier et concentrés au début pour le deuxième. Le troisième palier ne présente aucun signe d'activités acoustiques. Les émissions suivantes sont détectées juste avant le début du 4^{ème} et dernier palier. Ce palier est caractérisé par une évolution non monotone du déplacement w_{h1} (Figure 118). En début de palier, après une partie de fluage primaire, le déplacement w_{h1} suit une courbe de fluage de type secondaire jusqu'à environ 8500 s. A ce moment la concavité de la courbe de fluage change (devient positive) et l'évolution devient plus proche d'un fluage de type tertiaire qui pourrait conduire à la rupture. Ce changement est accompagné par une série d'événements acoustiques visibles sur la Figure 118 au milieu du palier 4. Entre 9000 et 9600 s, la concavité de la courbe de fluage du déplacement w_{h1} présente une tendance négative (fluage secondaire). Autour de 9600 s, la concavité de la courbe de fluage s'inverse à nouveau (redevient positive). Ce changement est accompagné par une succession d'émissions acoustiques de plus en plus nombreuses au fur et à mesure que le fluage tertiaire s'accroît pour finalement conduire à la rupture. Pour ce palier (N° 4), les émissions acoustiques sont bien corrélées avec les changements de concavité de la courbe de fluage. Dans la phase finale, l'accélération du fluage tertiaire est précédée par une augmentation rapide du nombre d'événements acoustiques détectés. L'éprouvette était équipée d'une jauge de fissure en graphite. Aucune propagation de fissure n'a été détectée par la jauge jusqu'au début du fluage tertiaire menant à la rupture (palier 4). A partir de 10000 s, la jauge de fissure réagit et les longueurs de fissure mesurées accompagnent l'accroissement rapide des déplacements.

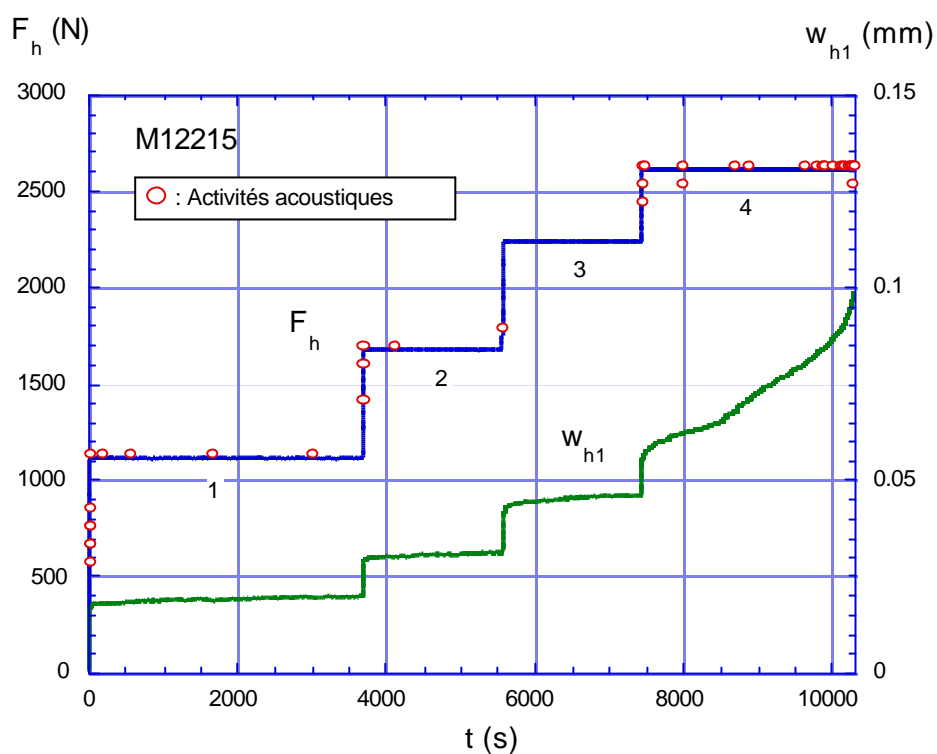


Figure 117: Eprouvette M12215. Courbe Force-temps et w_{h1} -temps avec report des évènements acoustiques.

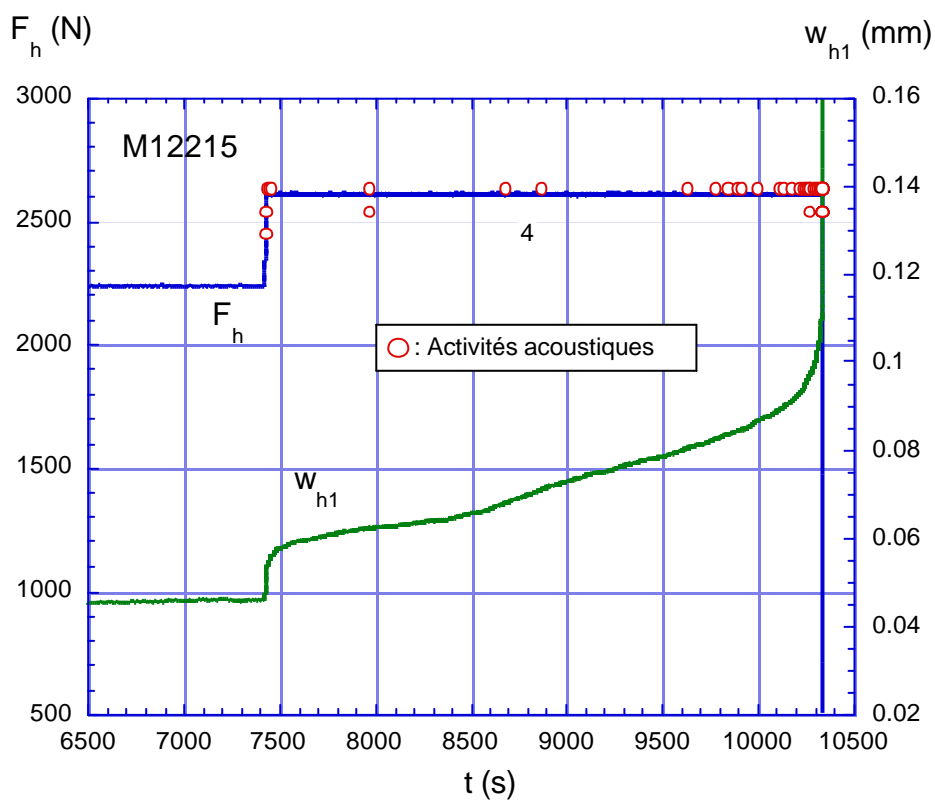


Figure 118: Eprouvette M12215. Courbes Force-temps et w_{h1} -temps avec report des évènements acoustiques, détail pour le palier 4.

6.2.5 *Discussion des résultats*

Comme c'était le cas pour les mesures de relaxation, les mesures de fluage montrent une contribution importante de la croissance de fissures, conformément aux résultats connus de la littérature. Les mesures d'émissions acoustiques permettent d'anticiper le développement de la rupture au cours du fluage tertiaire. On note également des phénomènes d'arrêt et de redémarrage de l'endommagement au cours des paliers de fluage sous force élevée. Ces phénomènes sont probablement liés à une interaction de la croissance de microfissures avec la structure granulaire du matériau (effets d'arrêt par des granulats). On observe également au cours des paliers de fluage successifs que les émissions acoustiques marquent des pauses à des niveaux intermédiaires. Cet effet rejoint les conclusions de nombreux auteurs qui voient 2 mécanismes principaux de propagation de fissures. 1. propagation de fissures d'interface, 2. élévation du niveau de sollicitation sans propagation puis propagation instable de fissures dans le mortier entre les grains.

La rupture sous force constante peut s'expliquer par l'action de 2 phénomènes séparés ou combinés. D'une part, au cours d'un palier de fluage, le taux de restitution d'énergie d'une éprouvette formée d'un matériau viscoélastique augmente et ce d'autant plus vite que le niveau de sollicitation est élevé. D'autre part, la résistance à la propagation des fissures peut dépendre du temps. Suivant les modèles d'énergie d'activation par exemple, il existe une vitesse de rupture lente des liaisons interatomiques qui dépend du niveau de sollicitation et de la température. Le partage plus précis des influences de l'un ou l'autre des phénomènes au cours d'un palier de fluage avec rupture doit être fait à l'aide simulation numérique.

La comparaison des déplacements mesurés au cours des paliers de fluage, dans l'axe de la force de fendage (w_{h1}) et autour du fond d'entaille (w_{h2}) révèle l'existence de 2 domaines distincts (Figure 111 et Figure 112). Pour des paliers démarrés à un niveau de sollicitation bas, le déplacement w_{h2} augmente en début de palier puis se stabilise rapidement pour rester constant, alors que déplacement w_{h1} augmente dans le même temps continûment (Figure 107 et Figure 109). Au contraire, pour des niveaux de sollicitation élevée, les 2 déplacements w_{h1} et w_{h2} augmentent simultanément. Cette observation, marquée par l'évolution différente selon le niveau de sollicitation du déplacement w_{h2} au cours des paliers de fluage, pourrait indiquer une contribution d'effets d'endommagement qui serait limitée pour des niveaux de sollicitation bas et déterminante pour des niveaux élevés. Cette contribution pourrait être directement associée à la croissance de microfissures comme les mesures d'émissions acoustiques (Figure 117) et de longueur de fissure en surface (Figure 115 et Figure 116) le montrent.

6.3 Sollicitations monotones

6.3.1 Généralités

Ces essais ont été effectués à partir des éprouvettes issues de la gâchée n° 17 selon Tableau 1, page 76. Douze éprouvettes de fendage par coin équipées chacune d'une jauge de fissure en graphite, ont été testées en contrôle de déplacement w_{h1} dans l'axe de la force de fendage, avec une vitesse constante au cours de l'essai. Le Tableau 9 ci-dessous résume les essais réalisés avec l'identification des éprouvettes et leur âge d'essai. Les vitesses de sollicitation ont été choisies en fonction des possibilités de la machine avec comme référence pour le fendage par coin la vitesse de $5 \cdot 10^{-2}$ mm/minute qui correspond à une sollicitation quasi-statique (durée totale de l'essai de l'ordre de 25 minutes).

N° d'éprouvette	Type d'essai	Age [j]	Vitesse de sollicitation [mm/min]	Durée totale de l'essai
M11713, 23, 24	Fendage, Monotone	46, 53, 54	$5 \cdot 10^{-4}$	24 h
M11714, 15, 16	Fendage, Monotone	47, 48, 48	$5 \cdot 10^{-3}$	3.5 h
M11717, 18, 19	Fendage, Monotone	48, 49, 49	$5 \cdot 10^{-2}$	25 minutes
M11720, 21, 22	Fendage, Monotone	49, 49, 49	$5 \cdot 10^{-1}$	2 minutes

Tableau 9: Essais monotones gâchée 17.

6.3.2 Résultats des essais

Les 2 Figures ci-dessous montrent les courbes Force de fendage F_h – déplacement w_{h1} (Figure 119) et les longueurs de fissure enregistrées par la jauge graphite en fonction du déplacement w_{h1} (Figure 120) pour toutes les éprouvettes testées. Concernant les courbes Force-déplacement (Figure 119), pour une vitesse donnée, la dispersion des résultats aussi bien en termes de force maximale que de déplacement au pic est assez forte. On observe toutefois globalement une tendance nette sur l'ensemble des éprouvettes, vers une augmentation de la force maximale quand la vitesse de sollicitation augmente. Les résultats des mesures pour les 2 vitesses les plus lentes ne montrent pas de différences significatives. Concernant l'évolution de la longueur de fissure mesurée par la jauge graphite en fonction du déplacement w_{h1} (Figure 120), les mesures, toutes vitesses confondues, sont assez bien regroupées dans un fuseau qui s'élargit au fur et à mesure de la croissance des fissures. Pour la vitesse de déplacement imposée la plus rapide (5×10^{-1} mm/minute), on note en milieu d'essai (entre 0.25 et 0.50 mm de déplacement w_{h1}) une accélération des fissures, suivie d'une stabilisation. En début et en fin d'essai, les vitesses de propagation sont les mêmes quelle que soit la vitesse de déplacement imposé. Les différences principales apparaissent entre 0.25 et 0.50 mm de déplacement w_{h1} , le long de la branche descendante du diagramme Force- w_{h1} , en dessous d'environ 50 % de la force de pic moyenne.

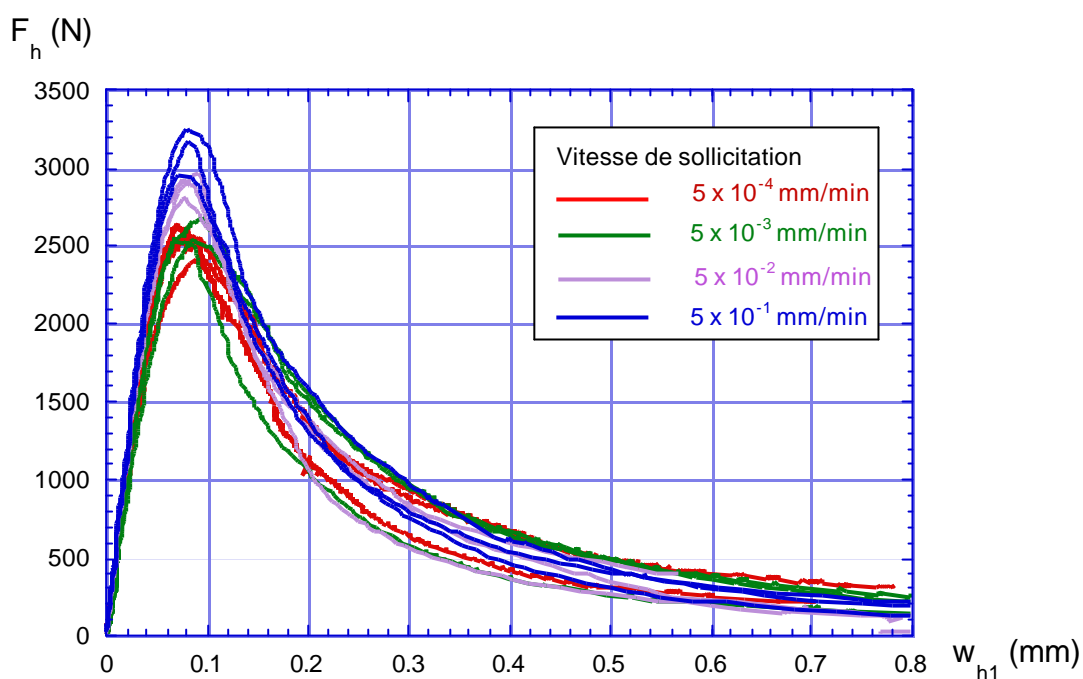


Figure 119: Courbes force – déplacement w_{h1} de toutes les éprouvettes testées.

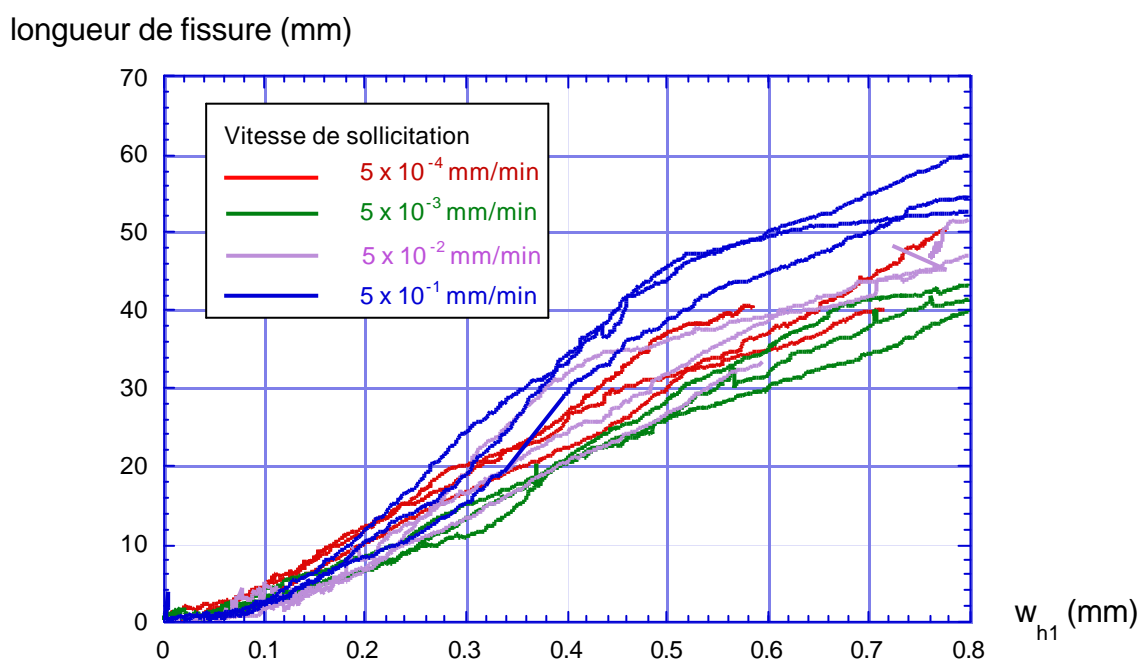


Figure 120: Influence de la vitesse de sollicitation sur la longueur de fissure en fonction du déplacement imposé w_{h1} .

La Figure 121 et la Figure 122 ci-dessous montrent les longueurs de fissure mesurées par la jauge graphite en fonction du temps pour toutes les éprouvettes.

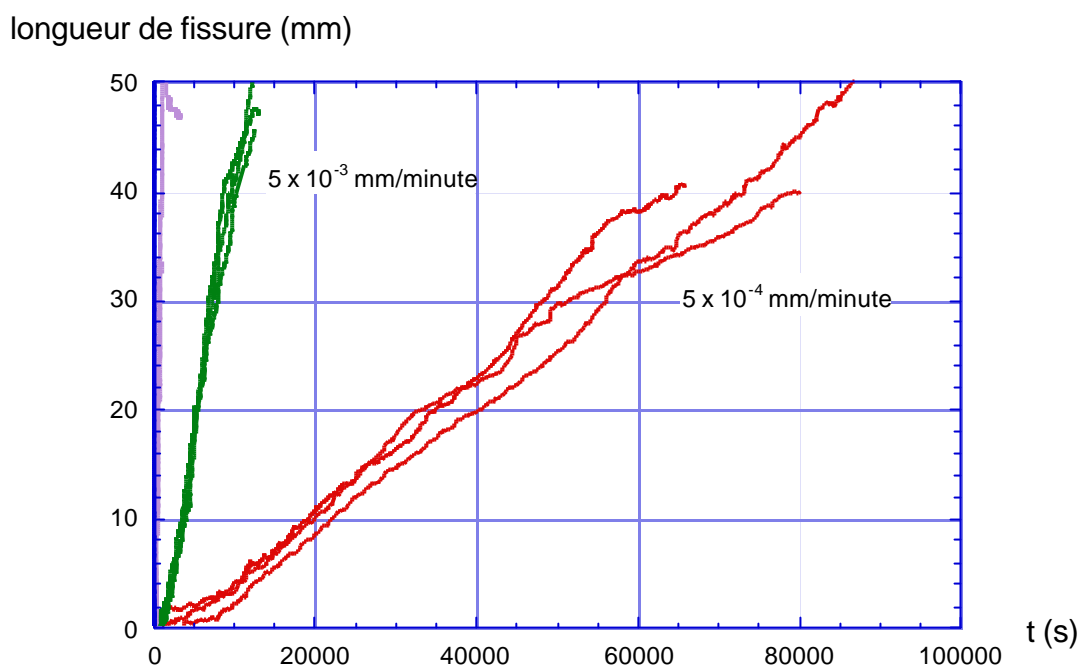


Figure 121: Longueur de fissure mesurée par la jauge graphite en fonction du temps. Vitesses 5×10^{-4} et 5×10^{-3} mm/minute.

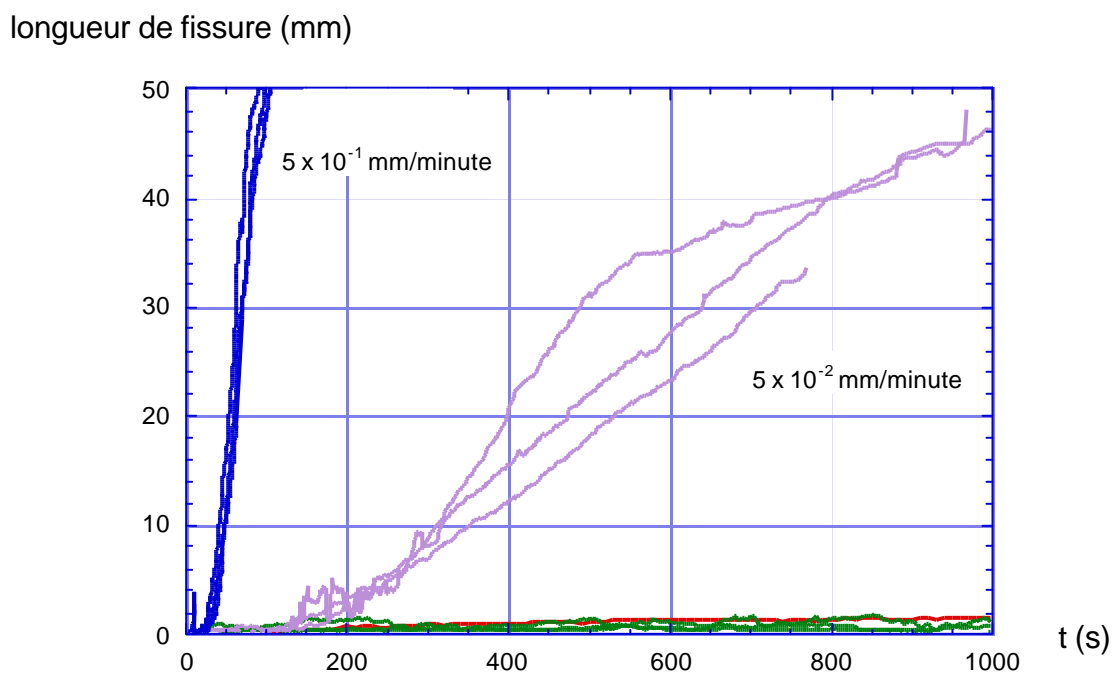


Figure 122: Longueur de fissure mesurée par la jauge graphite en fonction du temps. Vitesses 5×10^{-2} et 5×10^{-1} mm/minute.

La Figure 123 ci-dessous montre, pour toutes les éprouvettes testées, la relation entre les déplacements mesurés dans l'axe de la force horizontale w_{h1} (consigne) et en fond d'entaille w_{h2} . On n'observe pas de différence notable entre les réponses pour les différentes vitesses de sollicitation.

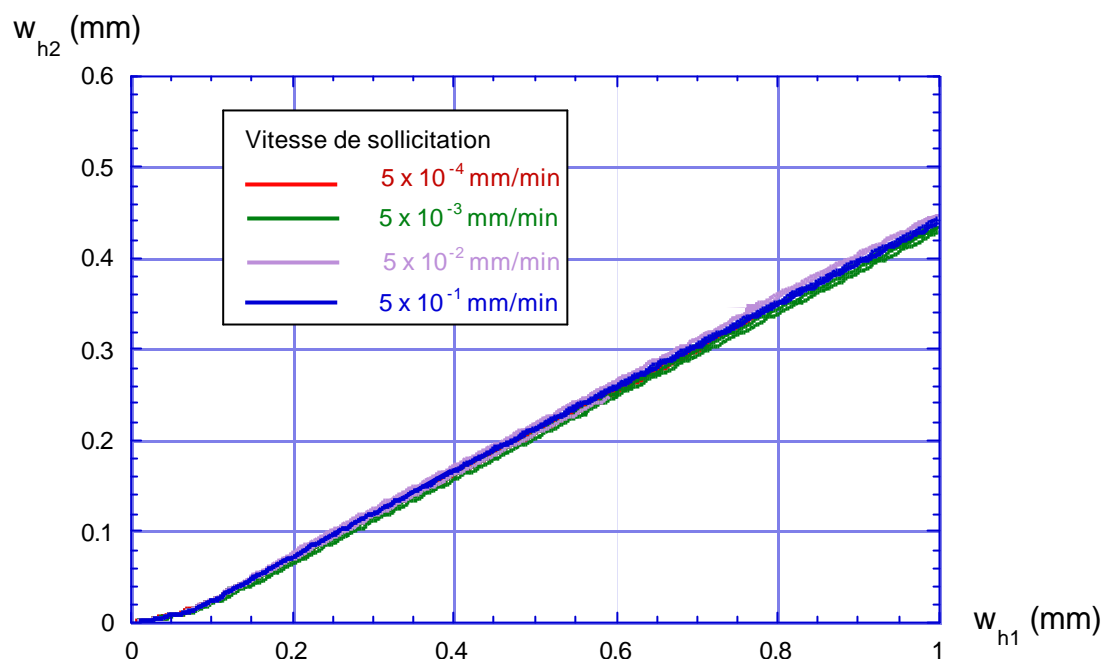


Figure 123: relation entre les déplacements en fond d'entaille w_{h2} et dans l'axe de la force horizontale de fendage, w_{h1} .

De manière à affiner la visualisation des résultats en termes de courbes force F_h – déplacement w_{h1} , on a déterminé, de 2 manières différentes, pour chaque vitesse de sollicitation une courbe moyenne à partir des 3 courbes individuelles d'essai. La première méthode est celle préconisée par Brühwiler (1988).

1. Normalisation de toutes les courbes par rapport à leur force maximale (pour les forces), et par rapport au déplacement au pic (pour les déplacements).
2. A partir des courbes ainsi normalisées, pour une force donnée, on calcule les 2 déplacements (avant et après pic) moyens comme la moyenne des déplacements normalisés de chaque courbe individuelle. Le résultat est une courbe moyenne des courbes normalisées.
3. On "dénormalise" la courbe moyenne normale en multipliant toutes les valeurs de déplacement par la moyenne de tous les déplacements au pic des courbes d'origine et toutes les valeurs de force par la moyenne des forces de pic des courbes d'origine.

Selon Brühwiler (1988), l'avantage de cette méthode est que pour un déplacement de référence donné, la moyenne des aires sous toutes les courbes individuelles d'origine est égale (à moins de 1 % près) à l'aire sous la courbe moyenne. Ceci permet de conserver la moyenne de l'énergie spécifique de rupture G_f par exemple.

La deuxième méthode consiste à calculer directement pour un déplacement donné la force moyenne à partir des forces correspondantes des courbes individuelles.

Les 2 méthodes ont été appliquées sur les mêmes données de base et ont donné des résultats très proches, illustrés par les 2 Figures ci-dessous. En particulier, l'effet de la vitesse de sollicitation sur la réponse en terme de courbe force-déplacement se manifeste

essentiellement au voisinage du pic. Après pic, les branches descendantes se rejoignent rapidement.

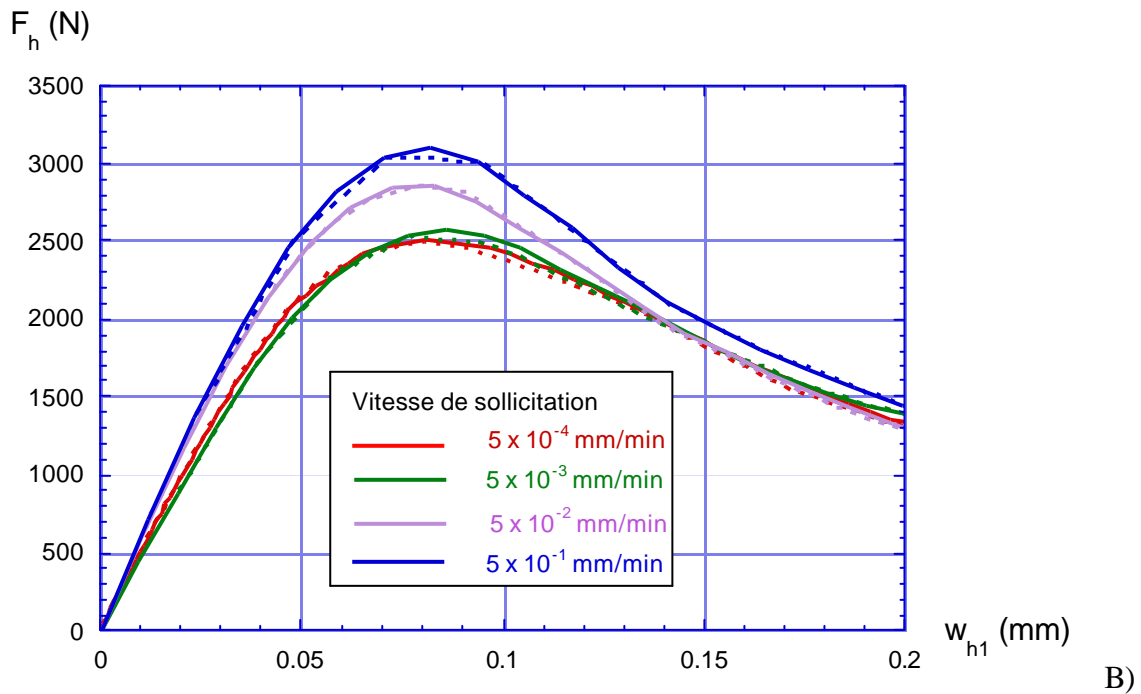
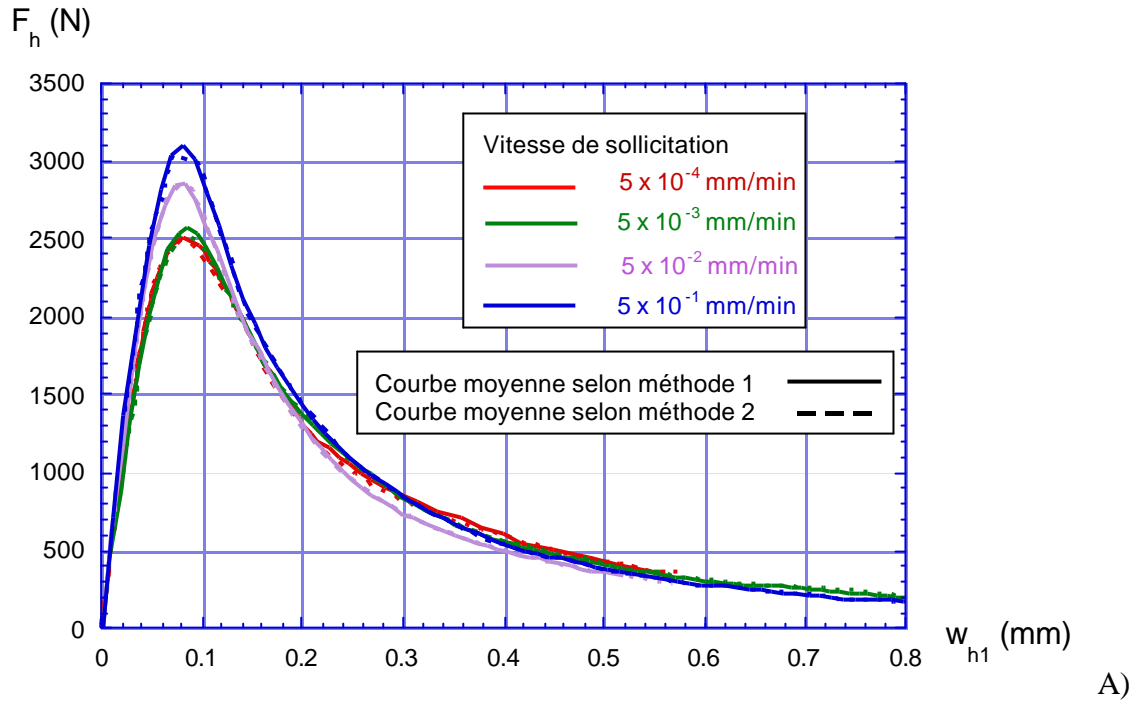


Figure 124: Courbes moyennes F_h - w_{h1} , calculées par 2 différentes méthodes. A) général, B) détail au voisinage du pic de force.

A partir des courbes moyennes présentées plus haut, on a déterminé une énergie de rupture spécifique moyenne apparente G_f^* pour les 4 vitesses de sollicitation testées. Cette valeur est définie par l'aire sous la courbe force-déplacement jusqu'à un déplacement w_{h1} de 0.5 mm (déplacement maximal pour une des éprouvettes soumises à la vitesse de sollicitation la plus lente) divisée par la surface projetée du ligament soit $85 * 97$ mm. Finalement, connaissant la vitesse de sollicitation imposée en termes de déplacement w_{h1} , on a déterminé à partir des mesures de longueur de fissure en fonction du temps (Figure 121 et suivante), la vitesse moyenne de fissure correspondante. Le Tableau 10 ci-dessous résume les résultats obtenus:

Vitesse w_{h1} [mm/min]	Vitesse fissure [mm/min]	G_f^* [J/m ²]
0.0005	0.039	72
0.005	0.24	72
0.05	3.54	72
0.5	60	79

Tableau 10: Vitesse moyenne de fissure et G_f en fonction de la vitesse de déplacement imposée.

La Figure 125 ci-dessous illustre la relation entre les vitesses de déplacement w_{h1} et de fissure, avec un ajustement par une fonction puissance.

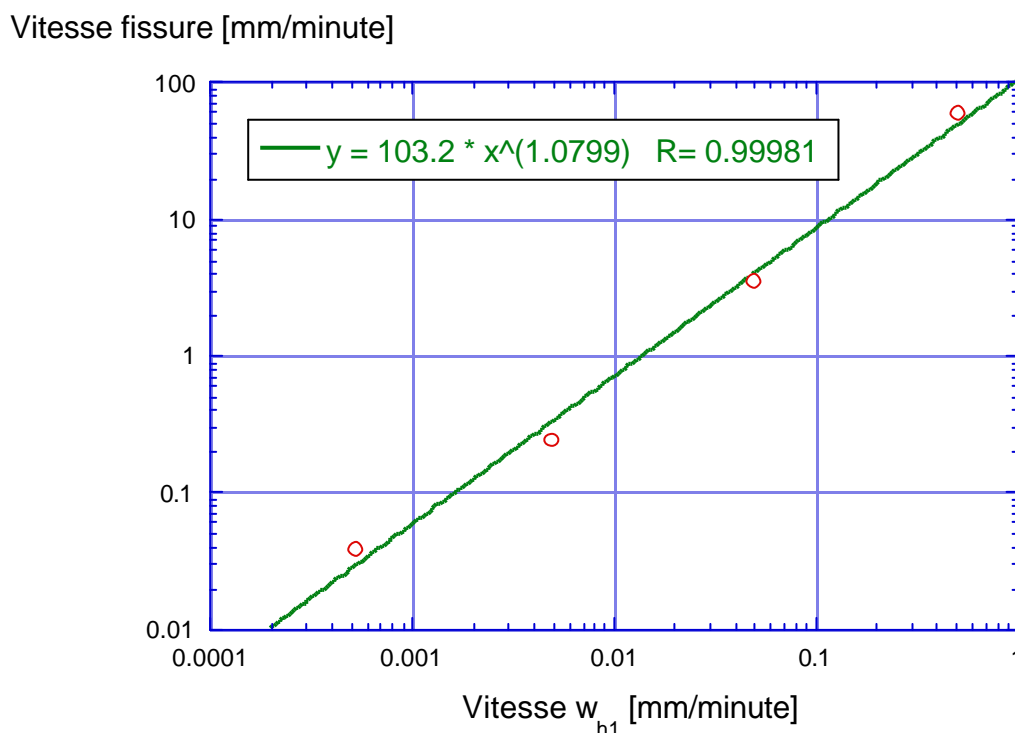


Figure 125: Vitesse moyenne de fissure fonction de la vitesse de déplacement imposée.

6.3.3 Discussion des résultats

Ces observations sont cohérentes avec ce qu'avait obtenu Zhou (1992) sur des éprouvettes de flexion 3 points entaillées en mortier 0/4 mm, avec des vitesses comparables, à 28 jours. Les différences entre les forces de pic moyennes pour les vitesses extrêmes sont du même ordre (environ 20 %).

Le fait que les différences soient relativement faibles entre les courbes pour les différentes vitesses de sollicitation est également lié à l'âge d'essai des éprouvettes (environ 50 j). On peut penser que le même essai réalisé avec des éprouvettes âgées de 7 j aurait montré des différences plus marquées. Par ailleurs, la gamme de vitesses de sollicitation utilisée pourrait être étendue vers des durées plus longues (plusieurs jours pour atteindre le pic de force).

Deuxièmement, on constate que les mesures de longueur de fissure par la jauge graphite sont peu dispersées. La relation montrée à la Figure 125 entre la vitesse moyenne de fissure et la vitesse de déplacement imposée fait apparaître une relation de type fonction puissance entre ces 2 grandeurs. Dans un essai avec asservissement sur le déplacement w_{h1} mesuré sur l'éprouvette, en tout point de la courbe, la consigne de vitesse constante du déplacement v_{h1} est respectée. Si l'essai est stable ou à la limite de la stabilité, on peut admettre qu'en tout point de la branche descendante, la condition limite de propagation de fissure est respectée ce qui revient à dire que l'on se trouve en tout point sur la courbe d'équilibre.

Dans ce cas, la vitesse de propagation de la fissure devrait être directement proportionnelle à la vitesse de sollicitation imposée; ce qui semble être le cas puisque l'exposant de la fonction puissance obtenu en ajustant les résultats expérimentaux (Figure 125) est proche de 1.

6.4 Essais de rupture avec mesures internes de déformation

6.4.1 Programme d'essai

La méthode de mesure interne des déformations par réseaux de Bragg est présentée en détails au § 4.3, page 58. Deux éprouvettes équipées chacune de 4 fibres optiques gravées avec un réseau de Bragg ont été testées. La disposition des réseaux dans les 2 éprouvettes (n° M5F et M6F) est décrite dans la Figure 126 ci-dessous. La position exacte des réseaux par rapport à l'axe de symétrie vertical de l'éprouvette avait été fixée le plus précisément possible avant le coulage pour que les extrémités des fibres se trouvent à quelques mm en retrait de l'axe de symétrie de l'éprouvette. La trajectoire de la fissure n'ayant pas été parfaitement rectiligne, on a déterminé après l'essai la position probable des réseaux par rapport au plan de rupture. Cette position est indiquée dans les Tableaux 11 et 12 ci-après.

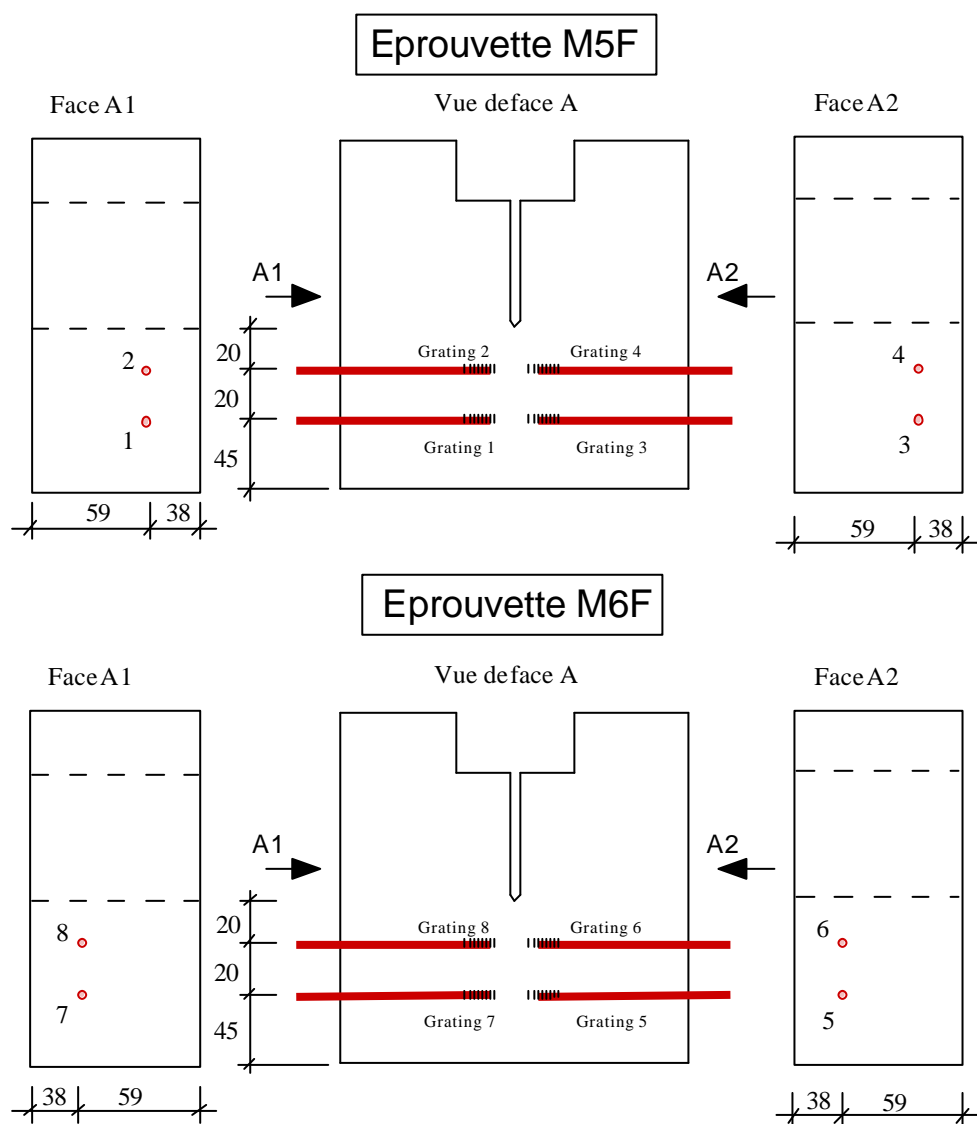


Figure 126: Disposition des réseaux de Bragg (gratings) dans les éprouvettes.

Pour éviter tout effet de pontage de la fissure principale par une fibre traversante, les fibres sont coupées au droit de la fin du réseau. Les jauges optiques de déformation formées par les réseaux sont disposées légèrement en retrait, de part et d'autre du plan de rupture potentiel. Cette configuration de la fibre optique qui ne laisse qu'une extrémité accessible au signal lumineux impose de travailler en réflexion, ce qui ne pose pas de problème particulier avec cette technique de mesure. L'essai se fait à vitesse de déplacement en fond d'entaille w_{h2} imposée et égale à 0.020 mm/minute. Chaque lecture des 4 jauges de déformation optiques nécessite environ 15 minutes pendant lesquelles le déplacement imposé à l'éprouvette est maintenu constant. La lecture de la longueur d'onde caractéristique des réseaux commence 30 secondes après le début du maintien du déplacement imposé, ceci pour éviter de faire une mesure de déformation pendant la période où la relaxation évolue rapidement. On enregistre simultanément le force P_v appliquée par le coin et les 2 déplacements mesurés sur l'éprouvette (w_{h1} et w_{h2} selon Figure 40).

6.4.2 Résultats des essais

La Figure 127 et la Figure 128 ci-dessous montrent le programme de sollicitation appliqué aux 2 éprouvettes. Le déplacement w_{h1} est mesuré dans l'axe de la force horizontale de fendage, le déplacement w_{h2} est mesuré autour du fond d'entaille, avec une base de mesure de 50 mm.

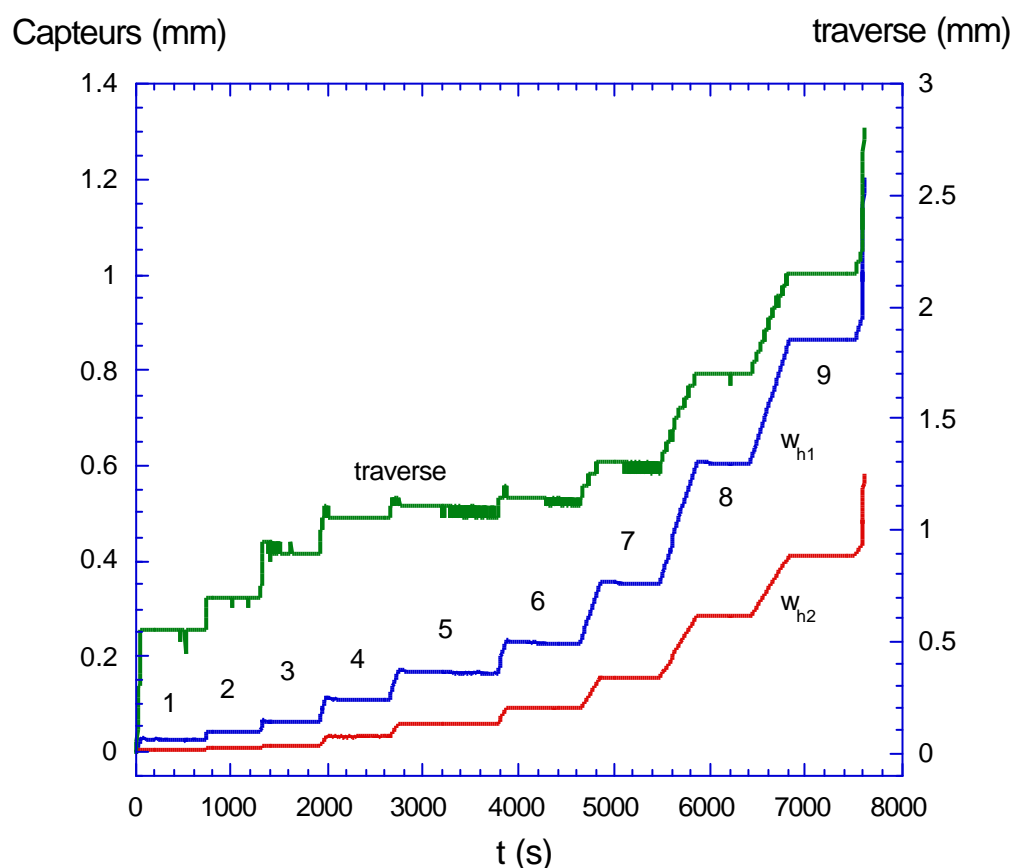


Figure 127: Programme de sollicitation, éprouvette M5F.

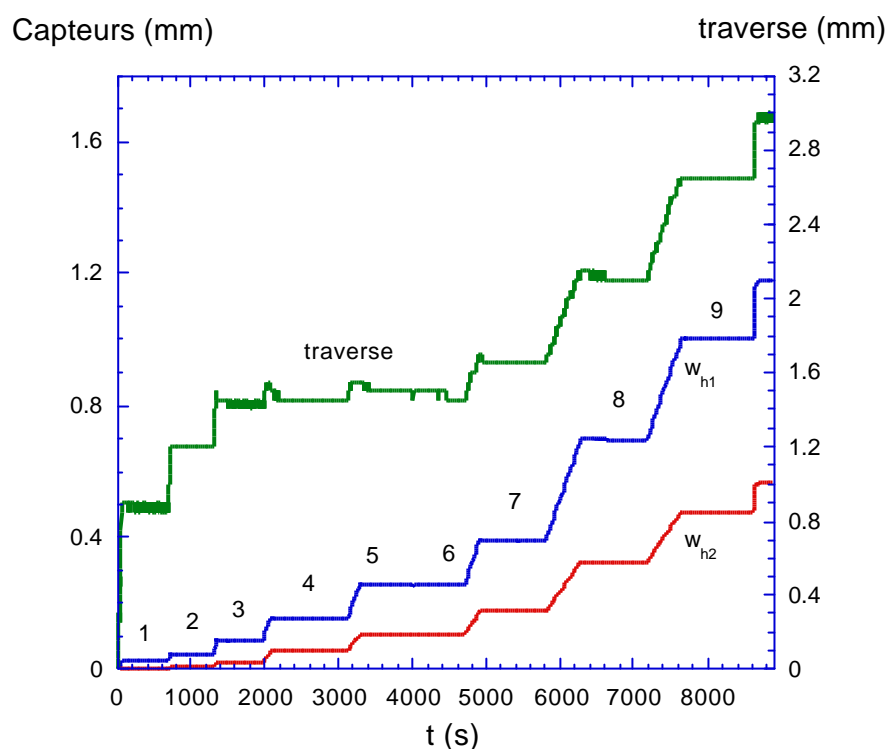


Figure 128: Programme de sollicitation – éprouvette M6F.

La Figure 129 et la Figure 130 ci-dessous illustrent la situation des points de mesure par rapport au pic de force, pour les 2 éprouvettes. Pour l'éprouvette M6F, les mesures N° 5 et 6 correspondent au même palier de relaxation. La mesure 5 a été effectuée au début du palier (30 s après le blocage du déplacement), la mesure 6, 30 minutes après le début du palier 5.

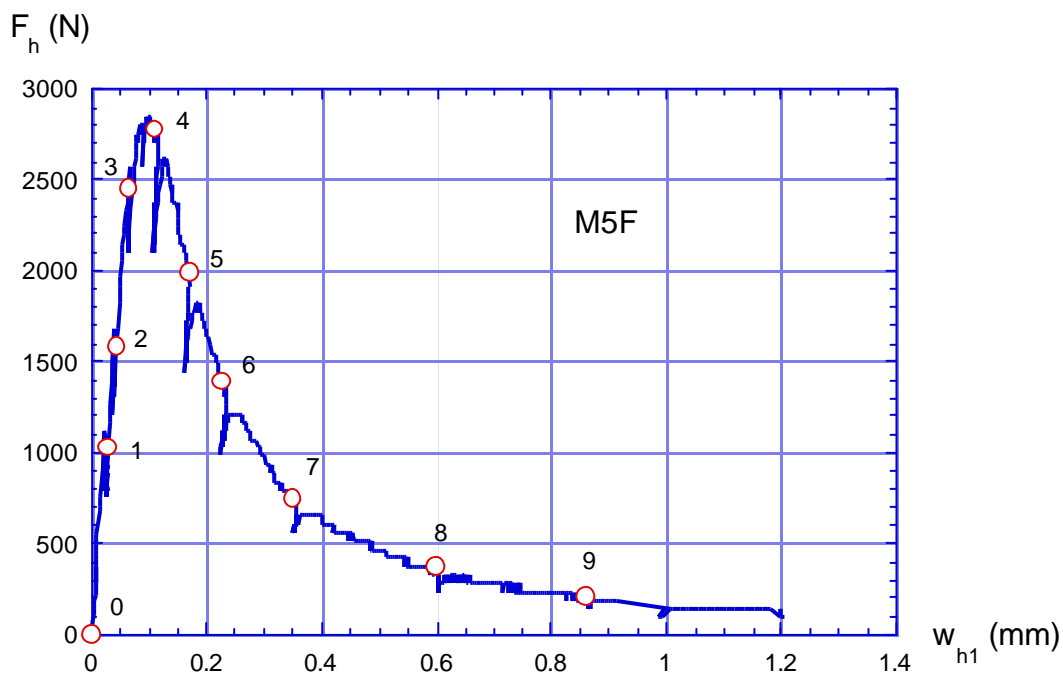


Figure 129: Situation des points de mesure sur la courbe $F_h - w_{h1}$, pour l'éprouvette M5F.

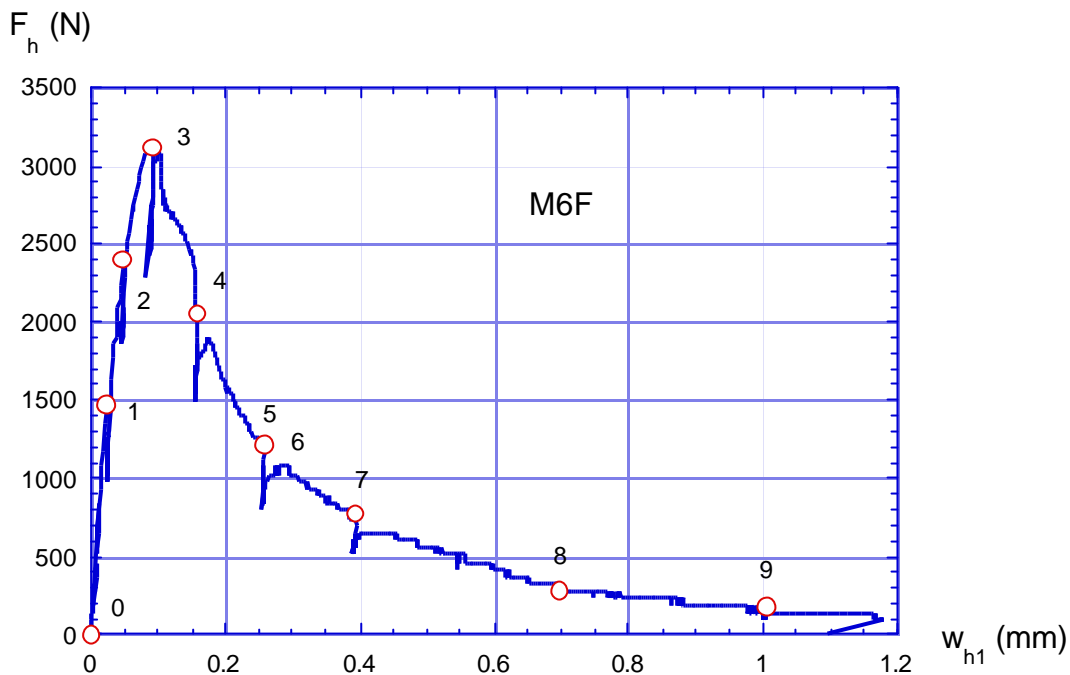


Figure 130: Situation des points de mesure sur la courbe F_h - w_{h1} , pour l'éprouvette M6F.

Pour chaque palier de mesure, on enregistre les valeurs de force et de déplacements et pour chaque réseau, la courbe complète centrée sur la longueur d'onde caractéristique, donnant l'intensité du signal optique réfléchi en fonction de la longueur d'onde imposée. La Figure 131 ci-dessous illustre le type de résultats bruts obtenus pour l'éprouvette M5F, réseau 1, début et fin d'essai (paliers n° 1 et 8).

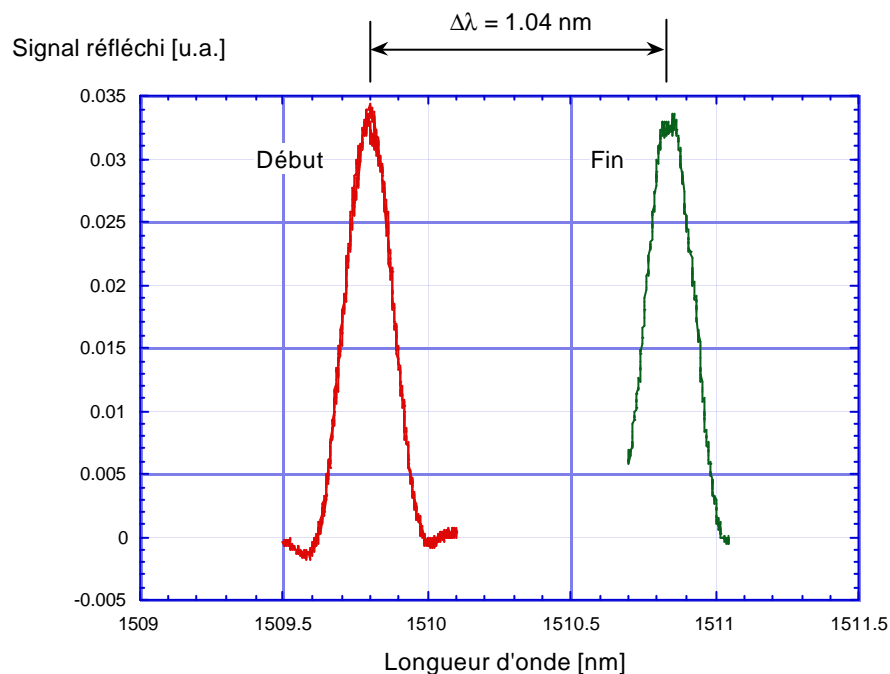


Figure 131: Exemple de courbes intensité-longueur d'onde pour un réseau de Bragg (éprouvette M5F, réseau 1, paliers 1 et 8, début et fin de l'essai).

Une fois l'essai terminé, on détermine pour chaque palier de déplacement la position du pic d'intensité lumineuse réfléchi. On en déduit la variation de longueur d'onde caractéristique $\Delta\lambda$ (pic de réflexion) par rapport au début de l'essai. Finalement, la déformation est calculée à partir de la formule présentée au § 4.3.2. Les deux tableaux ci-dessous donnent les résultats des mesures pour les 2 éprouvettes testées (d_f indique la distance estimée de l'axe du réseau au plan de rupture, mesurée après l'essai sur les 2 moitiés de l'éprouvette, à l'aide d'un capteur de déplacements utilisé comme profilomètre).

Palier n°		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Déplacement w_{h1} [mm]		0	0.026	0.041	0.065	0.11	0.17	0.225	0.348	0.597	0.858
Force F_h [N]		0.0	1026.3	1586.1	2450.0	2779.0	1990.0	1400.0	750.0	375.0	212.0
Réseau	d_f [mm]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]
1	3 à 5	0	0	2	5	42	173	457	577	543	518
2	3 à 5	0	9	13	29	150	448	640	528	466	453
3	15 à 19	0	-2	-2	-2	36	56	40	26	22	21
4	11 à 15	0	9	16	32	51	27	20	18	17	13

Tableau 11: résultats des mesures internes de déformation – éprouvette M5F

Palier n°		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Déplacement w_{h1} [mm]		0.000	0.024	0.048	0.090	0.159	0.259	0.259	0.394	0.697	1.005
Force F_h [N]		0.0	1474.1	2407.1	3125.6	2052.6	1212.9	1212.9	774.4	279.9	181.9
Réseau	d_f [mm]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]	ϵ_c [$\mu\epsilon$]
5	6 à 10	0	4	6	23	238	716	714	1296	847	614
6	8 à 12	0	11	20	59	22	18	17	16	16	16
7	9 à 13	0	-16	-13	-2	16	4	5	-1	-1	1
8	6 à 10	0	13	29	103	567	1191	1183	262	254	255

Tableau 12: résultats des mesures internes de déformation – éprouvette M6F

Les 4 Figures suivantes présentent les mesures de déformations internes en fonction du déplacement w_{h1} pour les éprouvettes M5F et M6F.

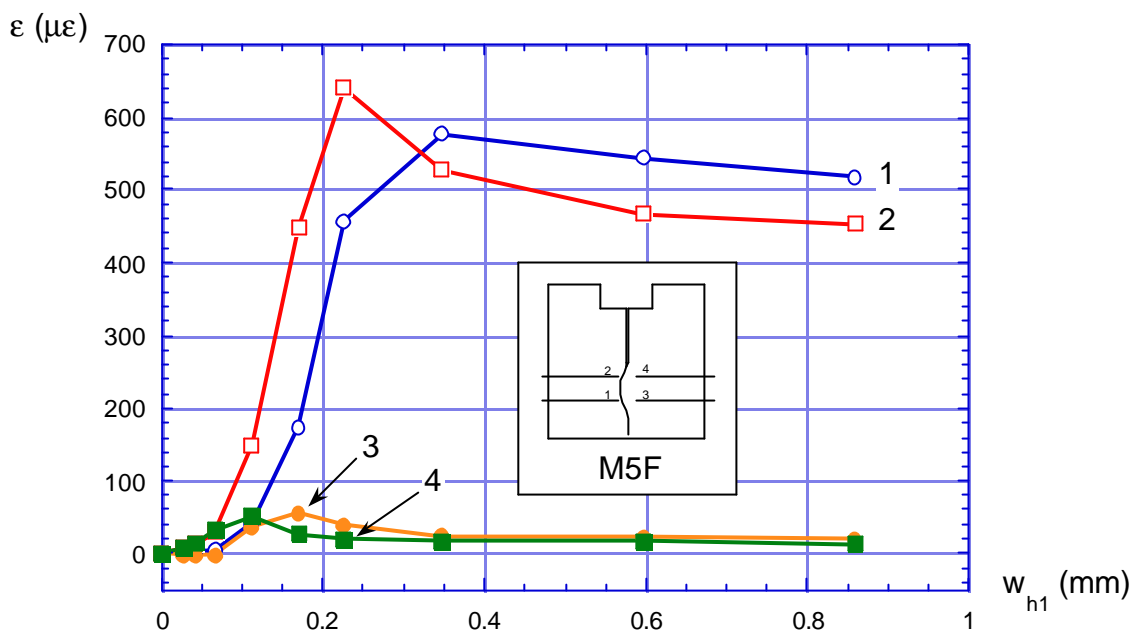


Figure 132: Epreuve M5F, déformations internes en fonction du déplacement w_{h1} pour les réseaux 1,2,3,4.

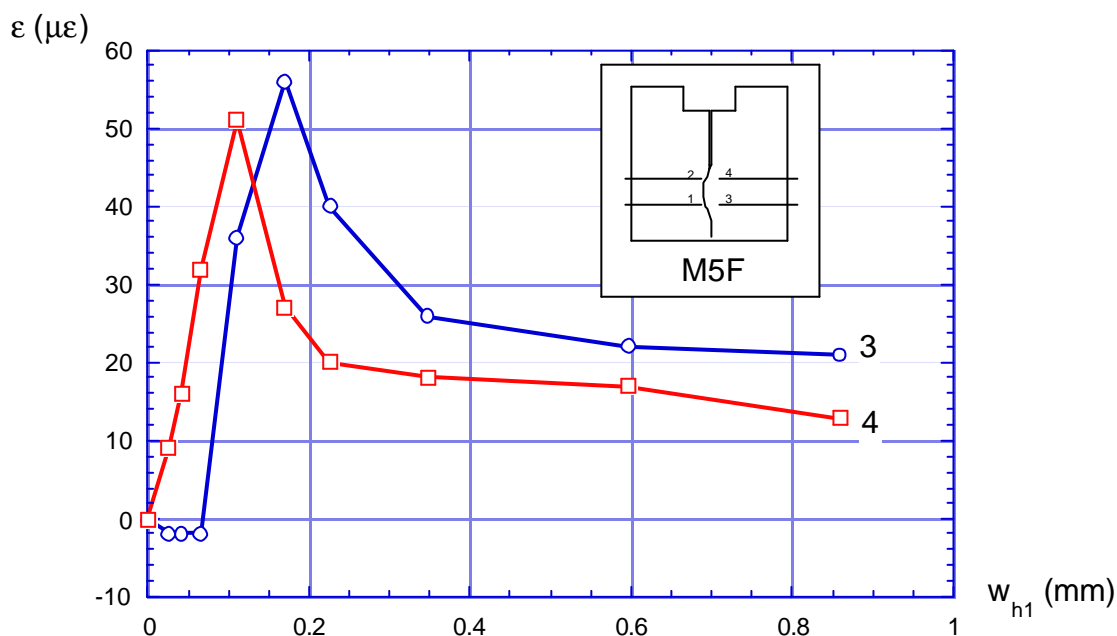


Figure 133: Epreuve M5F, déformations internes en fonction du déplacement w_{h1} , détail pour les réseaux 3,4.

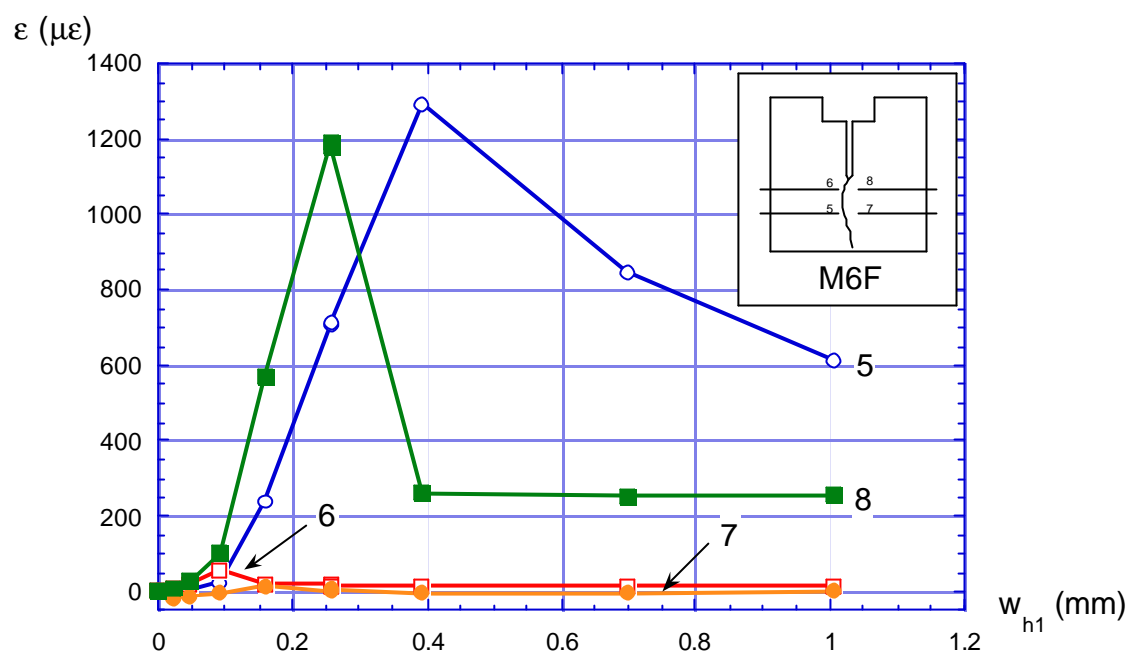


Figure 134: Eprouvette M6F, déformations internes en fonction du déplacement w_{h1} , réseaux 5,6,7,8.

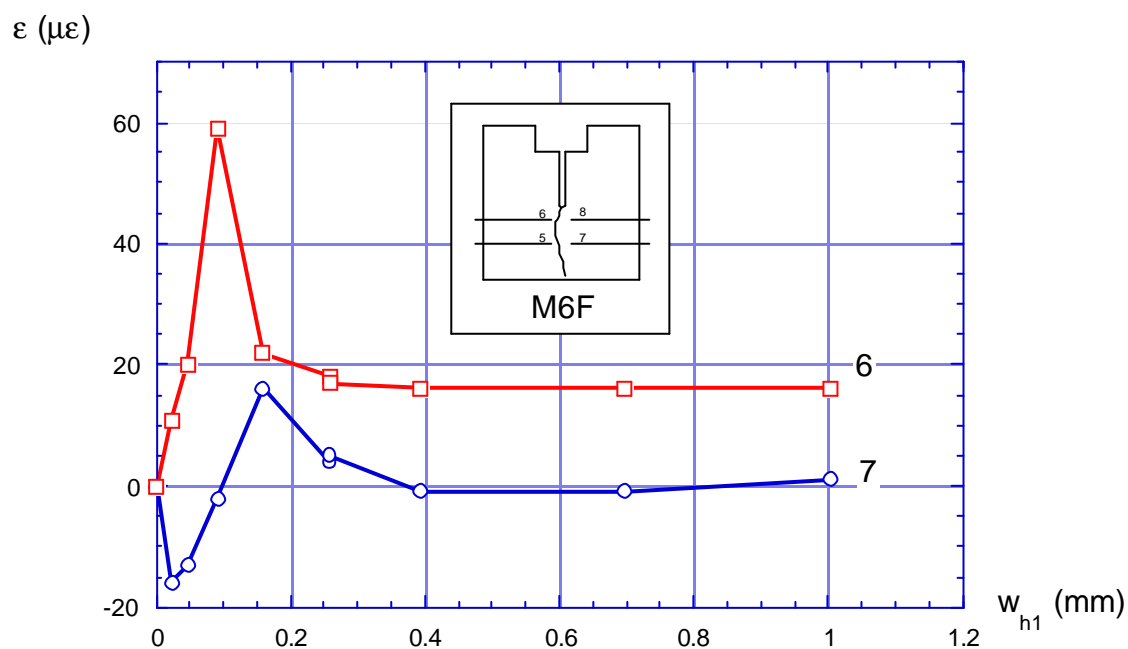


Figure 135: Eprouvette M6F, déformations internes en fonction du déplacement w_{h1} , réseaux 6,7.

6.4.3 Discussion des résultats

Les résultats des deux éprouvettes sont concordants aussi bien du point de vue de la réponse en force-déplacement que du point de vue des déformations mesurées.

Les mesures du réseau n° 7 (éprouvette M6F) apparaissent peu fiables par-rapport aux mesures des autres réseaux. La position du pic de déformation est correcte par rapport à celle du réseau n°3. Les valeurs négatives de déformation mesurées en début d'essai montrent un comportement local de compression. Ce comportement pourrait être dû à un effet de la structure hétérogène du matériau. Une mauvaise mise en place de la fibre, voire un endommagement au cours du coulage pourraient aussi expliquer ce résultat. Dans le doute, les mesures de ce réseau seront écartées pour la suite.

Les déformations mesurées suivent le comportement attendu en fonction de la position des réseaux dans l'éprouvette, suivant un axe vertical, le long du ligament. Ainsi les pics de déformation des réseaux 1,3, et 5 situés plus bas dans l'éprouvette montrent un décalage (retard) par rapport aux pics de déformation des réseaux 2,4,6,8 les plus proches du fond d'entaille. On observe même, comme on pouvait s'y attendre, pour les réseaux les plus proches du centre du ligament, au voisinage de l'axe neutre, des valeurs de déformations négatives en début d'essai, qui indiquent une compression.

On distingue deux familles de valeurs de déformations mesurées. Une famille correspondant aux réseaux situés à une distance plus importante du plan de rupture (réseaux n° 3,4,6) montrant des déformations maximales de l'ordre de 60 à 80 $\mu\epsilon$, en grande partie réversibles, et une famille correspondant aux réseaux situés à proximité du plan de rupture (réseaux n° 1,2,5,8) qui ont des déformations maximales en grande partie irréversibles et bien plus grandes que l'élongation de rupture du béton normal en traction (environ 0.1 ‰ soit 100 $\mu\epsilon$).

Concernant l'ordre de grandeur des déformations maximales dans la FPZ, Regnault et Brühwiler (1991) ont mesuré par Holographie Interférométrique sur des essais de fendage par coin sur du béton, des déformations maximales dans la zone non-linéaire au voisinage du fond de fissure du même ordre de grandeur (environ 500 $\mu\epsilon$) que celles mesurées par les réseaux de Bragg. Raiss, Dougill et Newman (1990) ont également obtenu par interférométrie Moiré, des valeurs de déformation entre 200 et 1000 $\mu\epsilon$ dans la FPZ d'éprouvettes de traction uniaxiale.

Les grandes déformations mesurées par les réseaux n° 5 et 8 sont notablement (presque 2 fois) plus élevées que celles mesurées par les réseaux n° 1 et 2, bien que ces derniers soient plus proches du front de fissure. Deux explications liées à la distribution de la microfissuration peuvent être avancées pour expliquer ce phénomène. D'une part, la structure hétérogène du matériau endommagé dans la zone non-linéaire peut faire qu'un réseau soit traversé selon les cas par une ou plusieurs micro-fissures, indépendamment de sa distance au front de fissure. Dans ce cas c'est le nombre de micro fissures traversant le réseau qui gouverne la déformation mesurée et non plus la distance du réseau au front de fissure. D'autre part, le réseau peut traverser une fissure à n'importe quel point de son profil. Une mesure proche d'une des extrémités de la fissure sera plus faible qu'une mesure au milieu de la fissure dans la zone où son ouverture est maximale.

Les mesures de déformation N° 5 et 6 de l'éprouvette M6F effectuées resp. au début et à la fin du 5^{ème} palier de relaxation pour cette éprouvette, montrent une diminution de la déformation interne entre le début et la fin du palier. Ceci illustre la nature micromécanique de la relaxation liée à la redistribution d'efforts internes.

Enfin, plus généralement, la longueur du réseau (10 mm) est du même ordre de grandeur que le D_{\max} des grains (8 mm). Si l'on admet que la taille et la distribution des microfissures doivent être liées à la taille des hétérogénéités présentes dans le matériau, il est probable qu'une fibre optique intercepte plus d'une microfissure sur la longueur du réseau, dans la zone d'endommagement. Cette hypothèse est soutenue par les résultats des observations radiographiques de la zone de rupture d'éprouvettes de béton et mortier, effectuées par Otsuka (1992) qui a montré que la taille du grain le plus gros influence nettement le cheminement des fissures de manière globale. En revanche, d'après cet auteur, il semble que la largeur de la bande microfissurée soit de l'ordre de 10 mm quelle que soit la taille de grain maximum supérieure à 10 mm.

PARTIE III: MODÉLISATION, DISCUSSION GENERALE ET CONCLUSIONS

7 Modélisation

7.1.1 Préambule

Les résultats des essais présentés dans la partie II ont mis en évidence d'une part certaines relations entre la croissance des fissures et la réponse viscoélastique (fluage et relaxation), et d'autre part l'influence de la durée de sollicitation sur la réponse en rupture contrôlée. Plusieurs aspects peuvent être pris en considération pour modéliser ces comportements.

- la viscoélasticité linéaire agissant en volume;
- la viscoélasticité non linéaire qui pourrait se manifester dans les zones fortement sollicitées, au voisinage des fissures, par des phénomènes de rupture progressive, lente, de liaisons inter-atomiques;
- la propagation de microfissures intervenant au cours de paliers de relaxation ou de fluage;
- l'interaction des microfissures formant la FPZ entre elles et avec la viscoélasticité volumique;
- L'interaction de la croissance de fissures et de la viscoélasticité de la matrice avec la structure hétérogène du matériau.
- L'effet du type de critère de propagation (énergétique, contraintes, etc.) et de l'influence de la viscoélasticité sur les conditions de déclenchement de la propagation.

La prise en compte de tous ces aspects demande un travail important de développement au niveau de la simulation numérique. Ce travail est actuellement en cours au LMC (EPFL) dans le cadre d'une thèse complémentaire du présent travail. Les aspects de simulation numérique prenant en compte la structure hétérogène multifissurée du béton, avec une matrice viscoélastique linéaire, et un critère de propagation de type énergétique y seront traités. Dans ce qui suit, on se limitera à présenter les résultats de simulations numériques avec un matériau homogène, viscoélastique linéaire, sans propagation de fissures. Ces calculs ont pour principal objectif d'affiner les constatations faites sur la base des résultats expérimentaux concernant l'écart entre comportement viscoélastique linéaire et mesures. Ils sont tous effectués avec un faciès de fissuration constant (entaille initiale fixe; pas de croissance de fissures).

En complément, on comparera les mesures internes de déformations en cours de propagation exposées au § 6.4, partie II, avec les résultats d'une simulation numérique par éléments finis basée sur le modèle de fissure fictive de Hillerborg, pour un matériau homogène linéaire élastique adoucissant.

7.2 Viscoélasticité linéaire – fendage par coin

7.2.1 Modèles utilisés et outils numériques

Le programme de calcul par éléments finis utilisé est la version du programme de Wang (1994) de simulation de composites granulaires multifissurés à matrice élastique, mise à jour par Cécot (2000) pour y ajouter la viscoélasticité linéaire et un critère de propagation de type énergétique. La viscoélasticité linéaire est traitée par l'intermédiaire d'un algorithme de calcul basé sur la méthode des variables internes repris de Guidoum (1994) et adapté par Cécot (2000). Le modèle viscoélastique utilisé (Figure 136) est de type Maxwell généralisé.

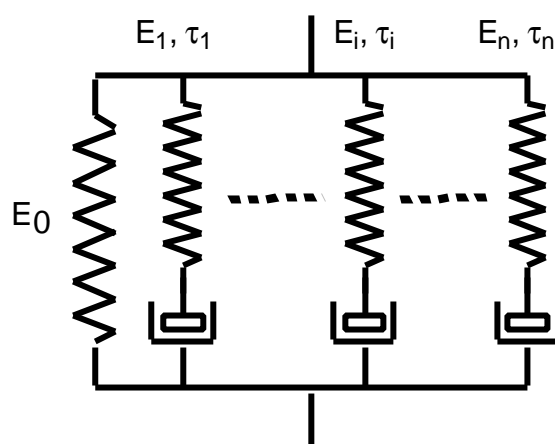


Figure 136: Modèle de Maxwell généralisé utilisé pour la simulation par éléments finis.

Les paramètres du modèle sont déterminés sur la base des résultats expérimentaux, à des niveaux de sollicitation bas pour lesquels le comportement du matériau est proche de la viscoélasticité linéaire. On a observé dans les mesures une chute rapide de la force dans les paliers de relaxation déjà au cours de la première seconde. On est donc amené à rechercher une modélisation qui permette d'appréhender les phénomènes dans les premiers dixièmes de seconde et donc à considérer un premier élément du modèle avec un temps de relaxation de 0.5 s qui couvre les temps de l'ordre de 0.1 à 1 s. Par ailleurs, la durée des essais impose le temps de réponse le plus grand (ici 50000 s). On choisira donc un modèle de Maxwell généralisé avec 7 branches dont un ressort seul, avec des temps de réponse de 0.5, 5, 50, 500, 5000, 50000 s pour les amortisseurs. La détermination directe des paramètres du modèle de Maxwell par ajustement d'une série de Dirichlet (correspondant à la somme des fonctions relaxation de chaque branche du modèle) serait en théorie possible si le premier palier de relaxation expérimental était précédé d'une rampe infiniment rapide par rapport au temps de réponse le plus bas du modèle (0.1 s). Ce n'est toutefois pas le cas puisque les rampes effectuées dans les essais ont des durées de l'ordre de 7 à 10 s. On est donc amené à considérer l'ensemble du comportement rampe + relaxation et à chercher par tâtonnement les paramètres viscoélastiques qui permettent de s'en approcher le plus possible par simulation. La recherche des paramètres est orientée par l'allure du spectre continu de relaxation.

Le Tableau 13 ci-dessous donne les paramètres utilisés, basés sur l'ajustement du premier palier de relaxation de l'éprouvette M11915 et de la rampe qui précède le palier.

τ [s]	0.5	5	50	500	5000	50000	∞
$E(\tau)$ [N/mm ²]	6338.3	852.1	722.8	1404.9	2396.6	4039.8	29799

Tableau 13: Paramètres viscoélastiques de calcul.

On remarque que le spectre des raideurs des ressorts n'est pas monotone en fonction des temps de relaxation. Toutefois, dans ce contexte, rien ne l'exige et on admettra que le modèle dont les paramètres sont donnés au Tableau 13 est suffisant pour les conclusions qualitatives que l'on souhaite tirer à partir des calculs viscoélastiques linéaires.

Le problème est modélisé en état de déformation plane. Les éléments sont de type triangulaire à 6 nœuds. Le maillage est automatique à partir d'un réseau de points de base. L'entaille est modélisée par une fissure qui est représentée dans le programme par une discontinuité du maillage (nœuds dédoublés). Le maillage correspondant et les conditions aux limites sont représentés dans la Figure 137 ci-dessous. Les sollicitations sont introduites sous la forme de déplacements nodaux introduits aux points d'application des forces horizontales (nœuds c et d). Les appuis sont fixés de part et d'autre de l'axe vertical de symétrie, sur la face inférieure de l'éprouvette (nœuds g et h). Les nœuds e et f, respectivement a et b, correspondent aux points de mesure du déplacement w_{h1} , respectivement w_{h2} .

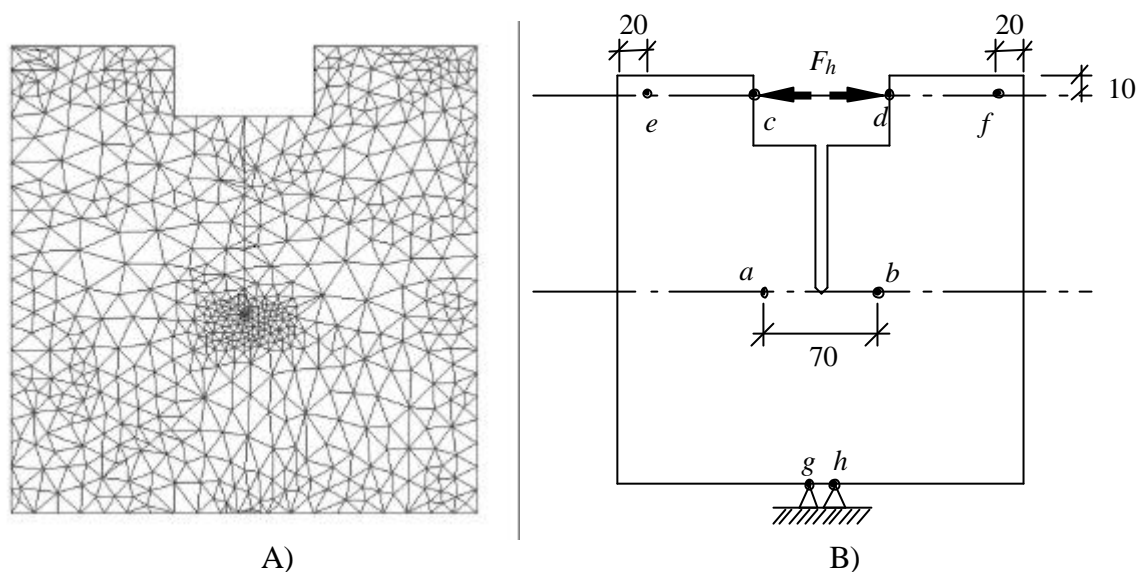


Figure 137: A) Maillage utilisé pour les calculs viscoélastiques linéaires, B) conditions aux limites.

Le taux de restitution d'énergie G est calculé dans le cas viscoélastique linéaire à partir du formalisme théorique de Huet, présenté dans la partie I, § 3.6.7, p. 45.

7.2.2 Influence de la vitesse de sollicitation sur la croissance des fissures

Considérons le cas d'une éprouvette de fendage par coin soumise à une rampe en déplacement imposé, jusqu'à un niveau de force de 1000 N, avec différentes vitesses de sollicitations. Etudions l'influence des conditions de sollicitation sur la propagation selon 2 critères:

- contrainte limite $S=f_t$
- taux de restitution d'énergie critique $G=G_c$.

Trois calculs ont été effectués correspondant à des temps de 0.1 s, 10 s et 100000 s pour atteindre la force de 1000 N. Les 2 Figures ci-dessous montrent les réponses en termes de force F_h -déplacement w_{h1} (Figure138) et taux de restitution d'énergie - déplacement w_{h1} (Figure139). Sur la Figure138, on constate que l'effet de la vitesse de sollicitation se manifeste par l'augmentation du déplacement pour le même niveau de force, autrement dit, le fluage. La force reste la même, par hypothèse. Dans ce cas, un critère de propagation en terme de contrainte limite ne fera apparaître aucune différence entre les 3 vitesses de sollicitation si la contrainte limite f_t reste la même quelle que soit la vitesse de sollicitation. Par contre, on constate sur la Figure139 que pour le même niveau de force, le taux de restitution d'énergie augmente quand la vitesse de sollicitation diminue. Dans ce cas, même avec un taux de restitution d'énergie critique G_c indépendant de la vitesse de sollicitation, la propagation interviendra pour une force plus faible si la vitesse de sollicitation est plus lente. Sur la base de cet exemple, on constate donc qu'un critère énergétique de propagation permet d'expliquer en partie, qualitativement, pourquoi la résistance apparente (force de pic) diminue quand la vitesse de sollicitation diminue. La force mesurée, et par conséquent la contrainte qui en découle, ne caractérisent pas la sollicitation réelle qui gouverne la croissance des fissures.

Dans un tel modèle, Il est par ailleurs possible que le taux de restitution d'énergie critique G_c dépende de la vitesse de sollicitation (diminue quand la vitesse diminue). Dans ce cas, au même niveau de force, la sollicitation augmente (G augmente) et la résistance diminue (G_c diminue). L'effet sur la diminution de la résistance apparente (force de pic) s'en trouve accentué.

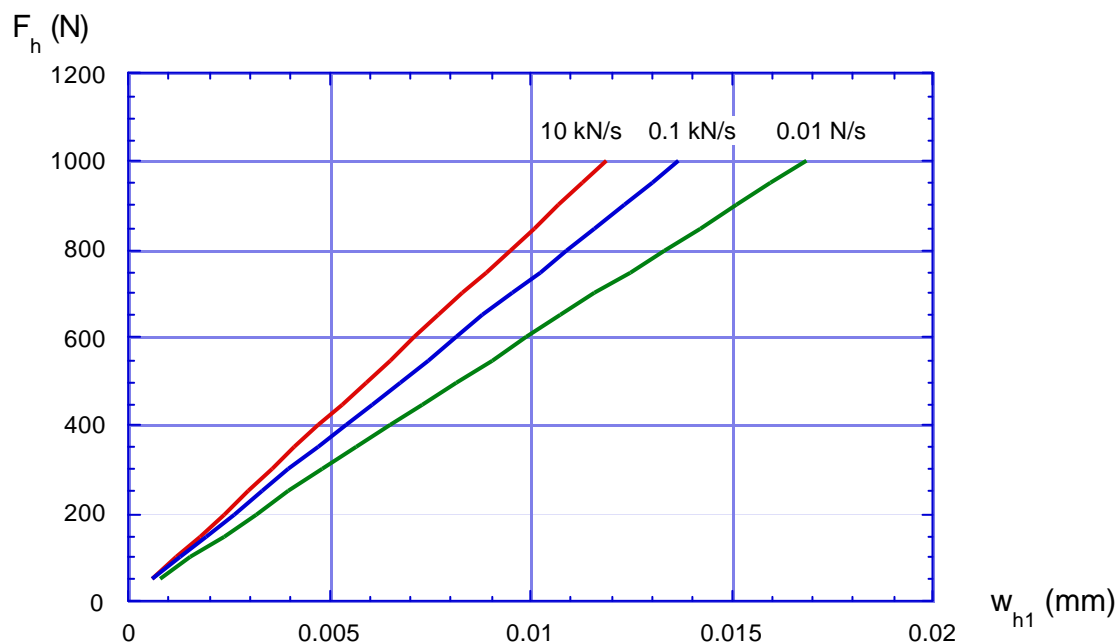


Figure138: Fendage par coin - Simulation numérique. Effet de la vitesse de sollicitation sur la réponse en termes de Force - déplacement w_{h1} .

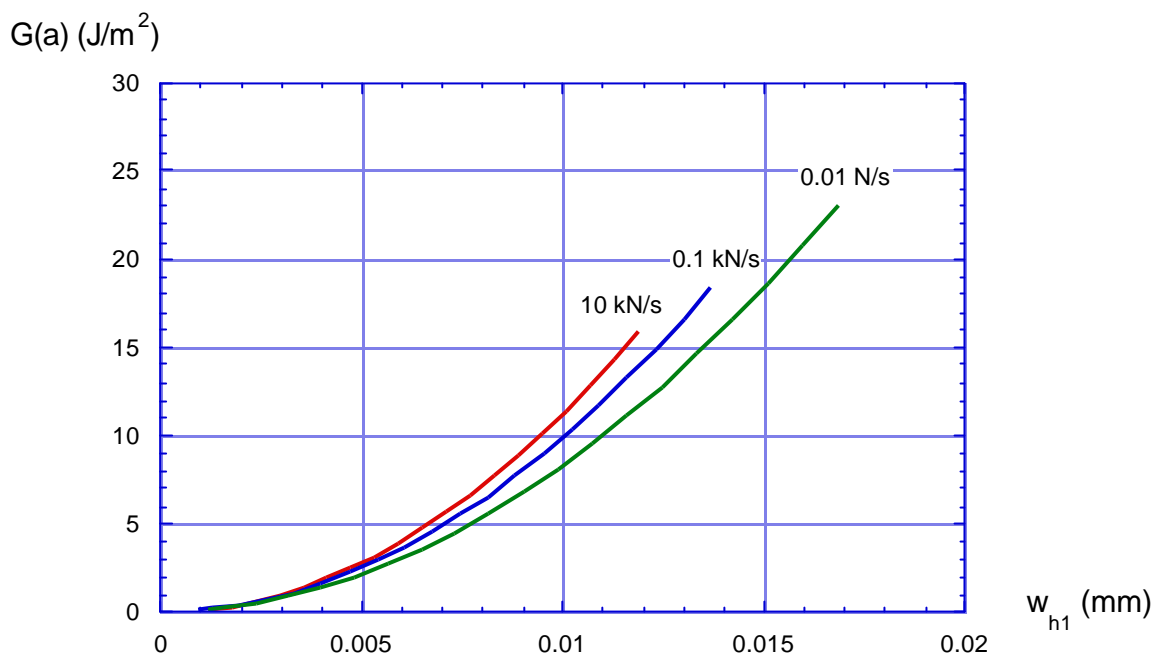


Figure 139: Fendage par coin. Taux de restitution d'énergie en fonction du déplacement w_{h1} pour différentes vitesses de sollicitation.

7.2.3 Analyse d'essais de Relaxation

Les essais des éprouvettes M11915 et M12022 ont servi de base pour les simulations numériques.

L'éprouvette M11915 a été soumise à une succession de rampes suivies de paliers de relaxation décrits dans le Tableau 14 ci-dessous, avec un premier palier à 31% de la force de pic. La force F_h et le déplacement w_{h1} correspondent au début du palier. Les incréments de Force ΔF_h et de déplacement Δw_{h1} sont calculés par différence entre les valeurs de Force et de déplacement pour 2 paliers consécutifs.

N° du palier	Déplacement w_{h1} [mm]	Δw_{h1} [mm]	Force F_h [N]	ΔF_h [N]	F_{h0}/F_{hpic} [%]
1	0.0153	0.0153	1123.3	1123.3	31
2	0.0238	0.0084	1492.8	369.5	42
3	0.0301	0.0063	1866.0	373.2	53
4	0.0374	0.0073	2242.9	376.9	63
5	0.0455	0.0081	2616.1	373.2	74
6	0.0668	0.0213	3265.5	649.4	92
7	0.0769	0.0101	3364.4	98.9	95

Tableau 14: Eprouvette M11915, définition des paliers de relaxation pré-pic.

Le même programme de sollicitation a été simulé numériquement sans propagation de fissure. La force de réaction de l'éprouvette simulée augmente continûment au fur et à mesure des rampes et des paliers, contrairement à ce qui a été observé expérimentalement. Seules les relaxations relatives présentent donc un intérêt pour comparer les effets de l'histoire de sollicitation sur les réponses simulées et mesurées. La Figure140 ci-dessous montre la correspondance des relaxations relatives mesurées et simulées, avant pic, pour le premier palier qui a servi à déterminer les paramètres viscoélastiques.

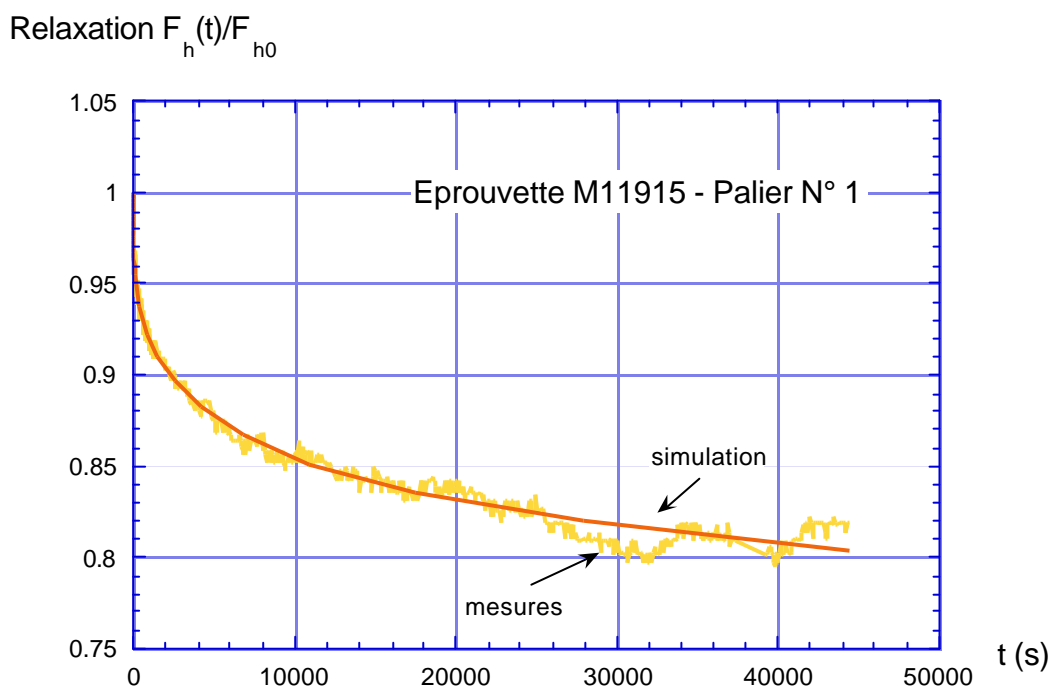


Figure140: Relaxations relatives mesurées et simulées, palier 1, éprouvette M11915.

La Figure141 ci-dessous montre les relaxations relatives mesurées et simulées, pour les 3 premiers paliers de l'éprouvette M11915. On constate que la simulation reproduit fidèlement la relaxation relative du 2^{ème} palier qui est moins marquée que celle du premier. A partir du 3^{ème} palier, mesures et simulation suivent des tendances opposées. La relaxation relative simulée illustre le comportement viscoélastique linéaire: réponse relative de plus en plus atténuée pour des incréments de sollicitation constants. Ceci va à l'encontre des mesures qui ont montré pour le palier 3 une relaxation relative nettement plus marquée que celle du palier 2.

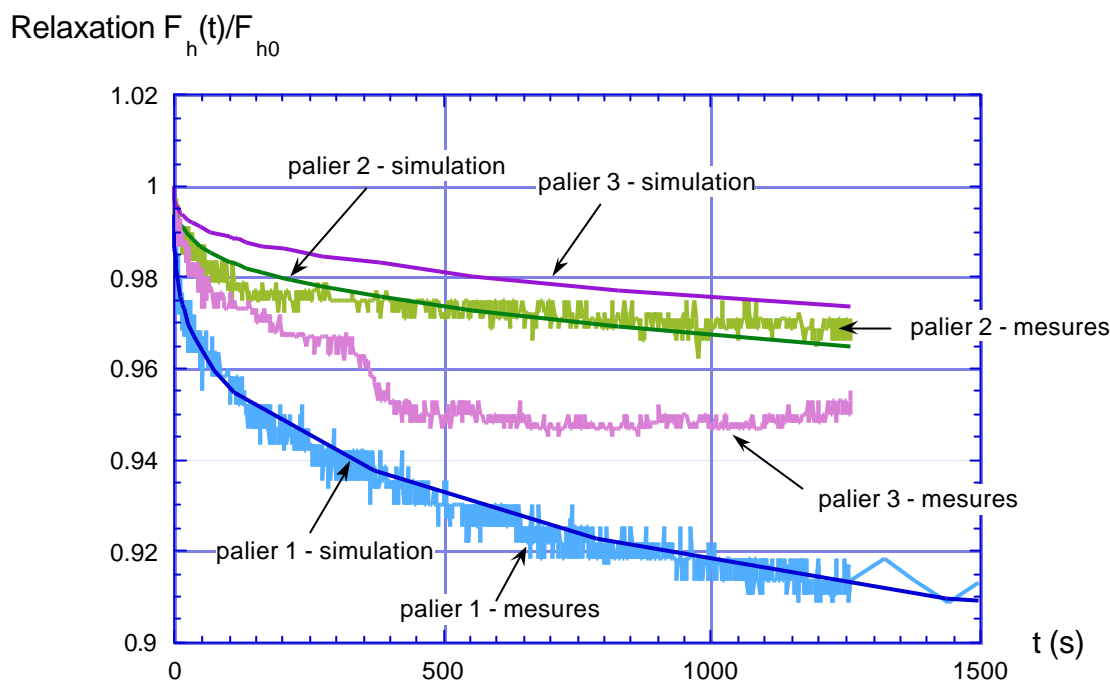


Figure 141: Eprouvette M11915, relaxations relatives avant pic, paliers 1 à 3, mesurées et simulées.

La Figure 142 ci-dessous présente les relaxations des paliers 4 à 7 avant pic, mesurées et simulées. On observe que les relaxations relatives des paliers 5, 6 et 7 simulées et mesurées suivent la même tendance. De 1 à 5, les paliers sont déclenchés avec des incréments de force quasi constants entre chaque palier (Tableau 14). A partir du palier 6, la proximité du pic de force impose de fixer un critère de déclenchement du palier en déplacement. L'incrément de déplacement correspondant à la transition entre les paliers 5 et 6 vaut plus du double de celui entre les paliers 4 et 5 (Tableau 14). Ceci se traduit par une relaxation relative simulée du palier 6 plus élevée que celle du palier 5, au contraire de la tendance observée jusqu'au palier 5. Cette tendance se retrouve dans les mesures. A partir du palier 7, dont l'incrément de déplacement par rapport au palier 6 est plus faible que celui pour passer du palier 5 au palier 6 (Tableau 14), la tendance s'inverse dans les 2 cas (mesures et simulation).

Dans le domaine pré-pic et jusqu'au pic, les relaxations relatives issues des mesures pour les paliers 5, 6 et 7, présentent une amplitude beaucoup plus élevée que les relaxations relatives simulées. Néanmoins, les relaxations relatives mesurées de ces 3 paliers suivent qualitativement un comportement viscoélastique avec effets de mémoire (réponse fonction des sollicitations précédentes) qui va dans le même sens que le comportement viscoélastique linéaire simulé.

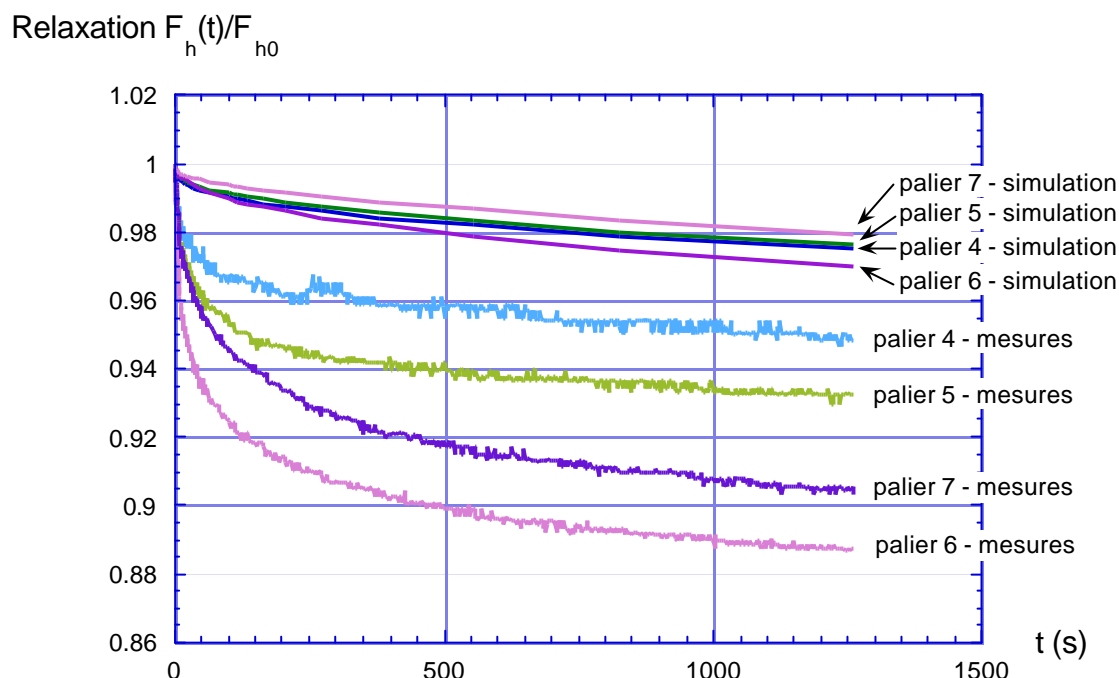


Figure 142: Relaxations relatives avant pic mesurées et simulées, paliers 4 à 7, éprouvette M11915.

Pour compléter les résultats précédents, on a testé numériquement l'influence de l'histoire de sollicitation sur les réponses observées. Au lieu d'appliquer les paliers 1 à 5 consécutivement, on a appliqué directement le palier 5 précédé d'une rampe. Les 2 Figures ci-dessous illustrent la comparaison entre les mesures et les 2 calculs pour le palier 5 de l'éprouvette M11915. La Figure 143, en axes cartésiens montre que la relaxation relative simulée suivant la montée directe au palier 5 (simulation 2), se rapproche en amplitude de celle mesurée expérimentalement. Toutefois la forme de la courbe de relaxation simulée dans le cas viscoélastique linéaire reste très différente de celle mesurée expérimentalement, comme le confirme la Figure 144 qui présente les mêmes courbes en axes semi-logarithmiques. La relaxation relative mesurée du palier 5 prend très rapidement (après environ 5 s) une forme linéaire en axes semi-logarithmiques. Au contraire, dans la même représentation, les relaxations relatives simulées dans les 2 cas (simulation 1 et simulation 2) présentent une courbure marquée sur toute la durée des paliers.

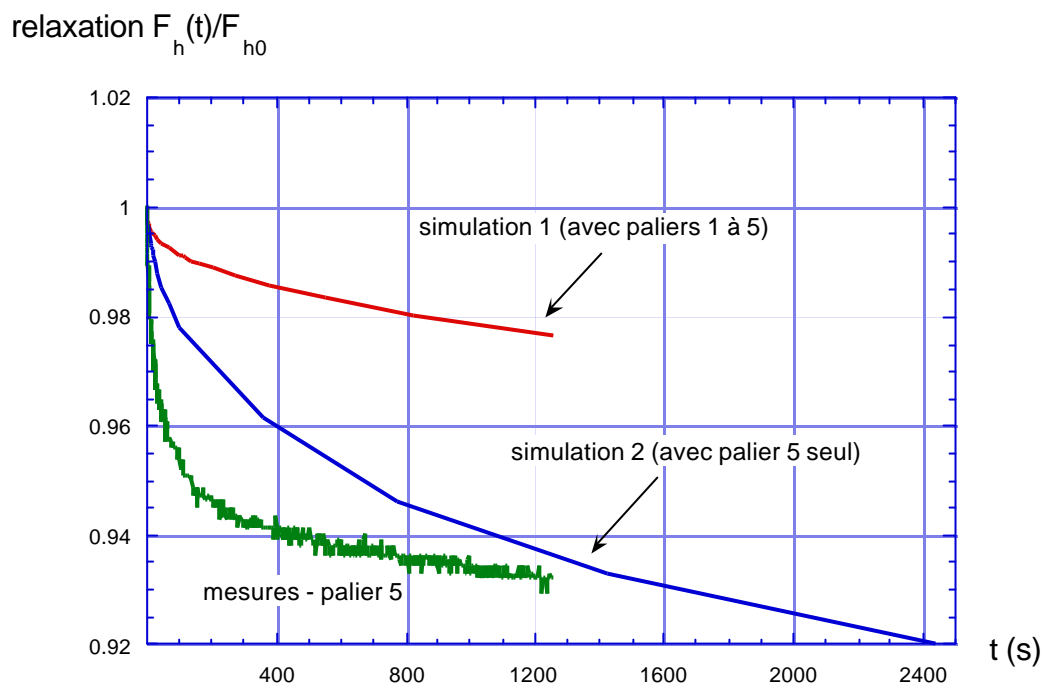


Figure143: Eprouvette M11915, palier 5, relaxations relatives mesurées et simulées dans deux cas d'histoire de sollicitation.

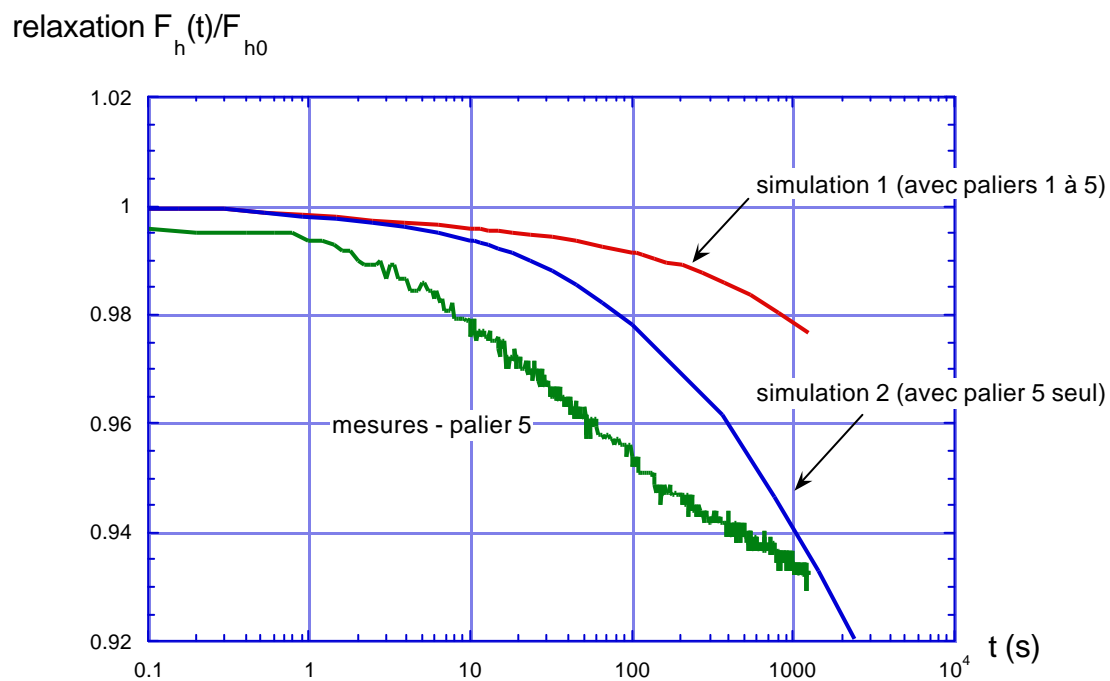


Figure144: Eprouvette M11915, palier 5, relaxations relatives mesurées et simulées dans 2 cas d'histoire de sollicitation, axes semi-logarithmiques.

Le deuxième cas traité est celui de l'éprouvette M12022 qui avait été sollicitée suivant le programme donné dans le Tableau 15 ci-dessous, avec les mêmes conventions que pour le Tableau 14.

N° du palier	Déplacement w_{h1} [mm]	Δw_{h1} [mm]	Force F_h [N]	ΔF_h [N]	F_{h0}/F_{hpic} [%]
1	0.0429	0.0429	2239.2	2239.2	85
2	0.0551	0.0122	2425.8	186.6	92
3	0.0678	0.0127	2612.4	186.6	99
4*	0.0879	0.0201	2313.8	-298.6	88
5**	0.0929	0.0050	1944.4	-369.4	74
6*	0.155	0.0621	1520.8	-423.6	58
7*	0.308	0.153	690.42	-830.38	26

*: paliers post pic

** : palier post pic, démarré sous l'enveloppe de rupture

Tableau 15: Epreuve M12022, définition des paliers de relaxation.

La particularité de cette éprouvette est la présence au voisinage du pic d'un palier de relaxation (N° 5) effectué sous l'enveloppe de rupture contrairement à tous les autres paliers. La relaxation relative mesurée de ce palier avait montré une réponse très différente de celle des autres paliers. On a simulé, avec les mêmes paramètres viscoélastiques que pour l'éprouvette M11915 la sollicitation effectivement imposée à l'éprouvette M12022. Les paramètres sont conservés d'une éprouvette à l'autre car les matériaux sont identiques et on admet que la différence d'âge entre les 2 éprouvettes (55 à 90 j) permet de négliger le vieillissement. La Figure ci-dessous présente les relaxations relatives mesurées et simulées pour les paliers 1 à 3. Les relaxations relatives des 2 premiers paliers suivent la même tendance pour la simulation et les mesures (relaxation du palier 2 au dessus de celle du palier 1). L'amplitude des relaxations reste toutefois très différente entre les mesures et les simulations, pour tous les paliers. A partir du 3^{me} palier, l'ordre prédit par la simulation n'est plus respecté par les mesures, pour lesquelles la relaxation du palier 3 est plus forte que celle du palier 2.

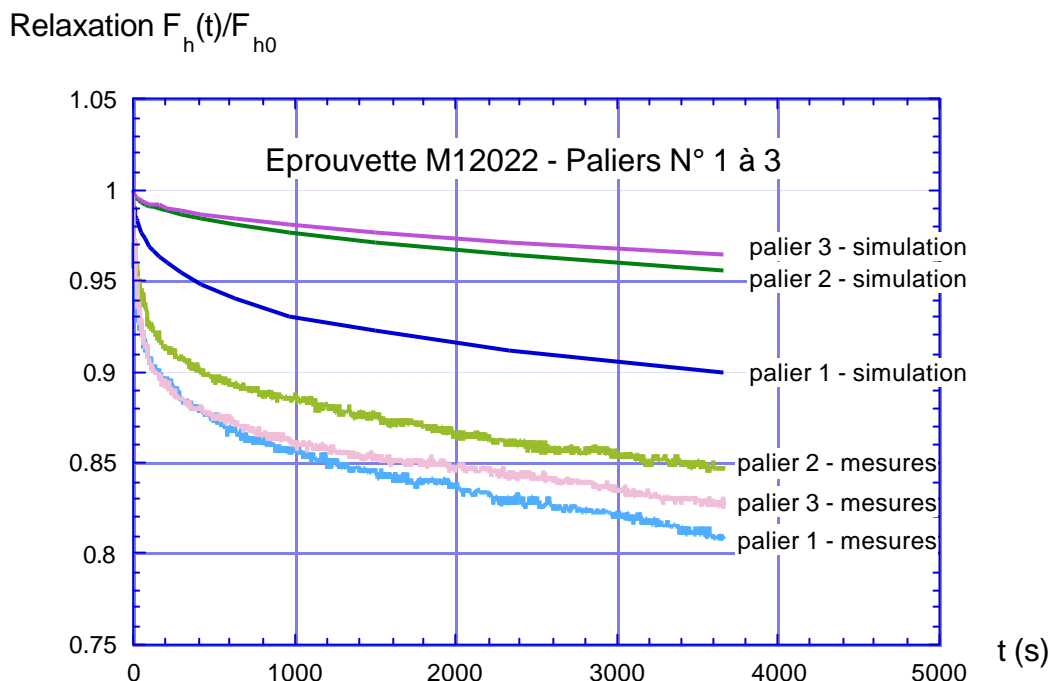


Figure 145: Eprouvette M12022, paliers 1 à 3, avant pic, relaxations relatives mesurées et simulées.

Les 2 Figures ci-dessous présentent les relaxations relatives mesurées et simulées pour les paliers 4, 5 et 6, au voisinage du pic, en axes cartésiens (Figure 146) et semi-logarithmiques (Figure 147). On constate (Figure 146) comme précédemment que les relaxations mesurées sont notablement plus marquées que celles prédites par le calcul viscoélastique linéaire. Par contre, pour les 3 paliers N° 4, 5 et 6, les relaxations relatives mesurées et simulées suivent le même ordre par rapport à leur rang. Enfin, le palier N° 5 déclenché sous l'enveloppe de rupture présente une relaxation mesurée beaucoup plus proche de celles prédites par le calcul. On remarque sur la Figure 147 la différence nette de comportement en axes semi-logarithmiques entre la relaxation relative mesurée du palier 5 qui présente une forme proche de celles des relaxations relatives simulées (paliers 4, 5, 6) avec une courbure non nulle, alors que les paliers 4 et 6 mesurés sont linéaires à partir de 5 secondes environ.

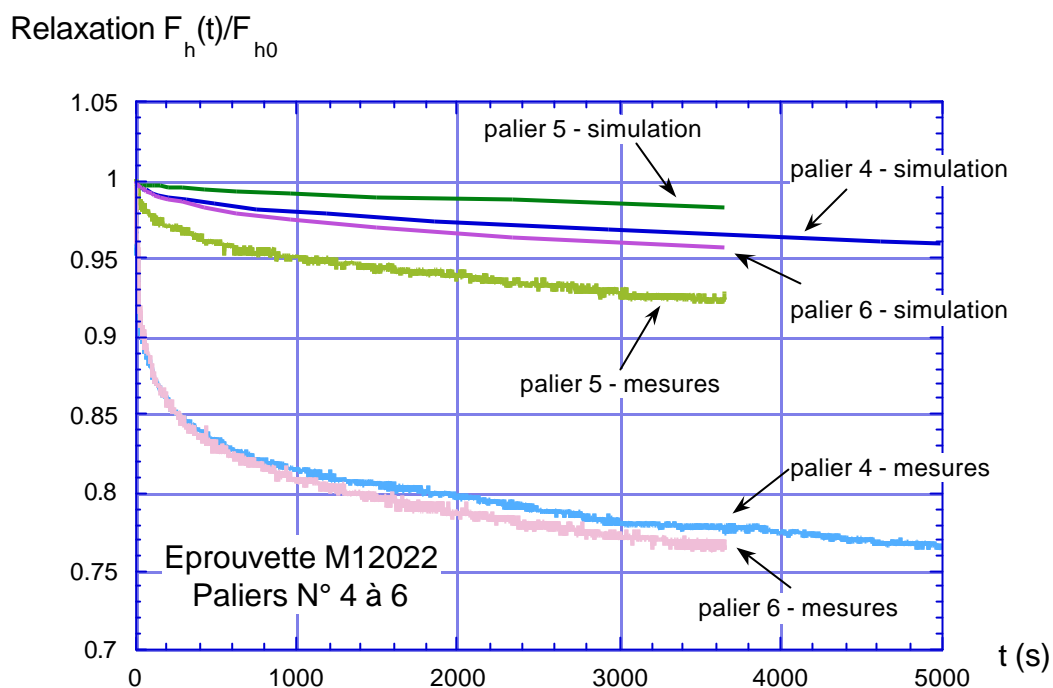


Figure 146: Eprouvette M12022, paliers 4 à 6 au voisinage du pic de force, relaxations relatives mesurées et simulées.

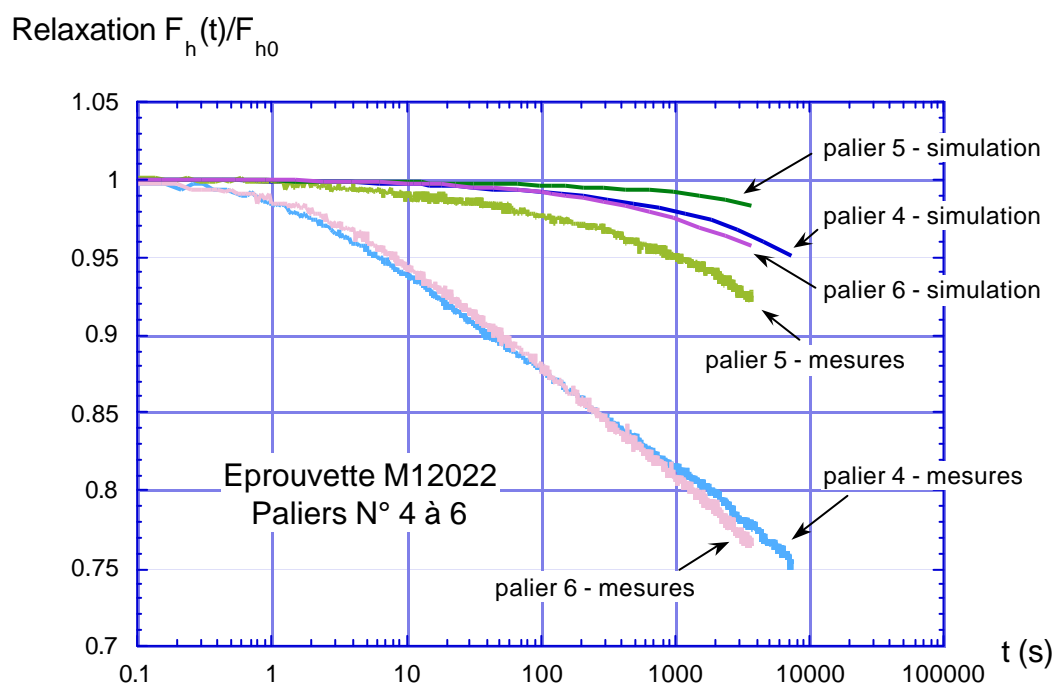


Figure 147: Eprouvette M12022, paliers 4, 5 et 6 au voisinage du pic de force, relaxations relatives mesurées et simulées, axes semi-logarithmiques.

7.2.4 Discussion

Les calculs viscoélastiques linéaires présentés plus-haut ne font pas intervenir de croissance de fissure comme c'est le cas expérimentalement. Toutefois, on peut montrer par simulation que les relaxations relatives ne dépendent pas de la longueur de la préfissure. C'est d'ailleurs ce que l'on peut attendre théoriquement, à cause de la linéarité de la viscoélasticité. Même si les valeurs absolues des forces de réaction à différents niveaux de sollicitation dépendent de la complaisance de l'éprouvette et donc de la longueur d'entaille, la linéarité de la viscoélasticité telle qu'elle est modélisée produit des relaxations relatives égales pour la même sollicitation, avec des longueurs d'entaille différentes, constantes au cours de la simulation.

Par ailleurs, les calculs viscoélastiques linéaires à faciès de fissure constant peuvent être ramenés au cas où la fissure s'est propagée entre les paliers de relaxation, par l'intermédiaire de l'artifice de calcul suivant valable dans le cas unidimensionnel, pour un matériau homogène.

Considérons le cas d'un modèle de Maxwell généralisé du type représenté à la Figure 136.

Pour un incrément de déformation $\Delta\varepsilon$, sans croissance de fissure, l'incrément de relaxation s'écrit:

$$\Delta\sigma(t) = \Delta\varepsilon(E_0 + \sum_1^n E_i e^{-\frac{t}{\tau_i}}) \quad (44)$$

La croissance de fissures entre 2 paliers peut s'exprimer comme une réduction du module d'élasticité instantané, qui respecte les rapports de rigidité entre les différents ressorts du modèle et ne change pas les temps de réponse des amortisseurs. On a donc, avec i et k les indices inférieurs désignant 2 ressorts distincts du modèle, j l'indice supérieur désignant pour un des ressorts du modèle l'état d'endommagement, et α_j , un coefficient d'endommagement lié à la croissance des fissures:

$$\frac{E_i^j}{E_k^j} = \frac{E_i^0}{E_k^0} = (1 - \alpha_j) \quad \text{d'ou} \quad \frac{E_i^j}{E_i^0} = \frac{E_k^j}{E_k^0} = (1 - \alpha_j) \quad (45)$$

Dans le cas où l'endommagement a progressé, la valeur de l'incrément de contrainte correspondant à un incrément de déformation $\Delta\varepsilon$, peut donc s'exprimer comme:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma^j(t) &= \Delta\varepsilon(E_0^j + \sum_1^n E_i^j e^{-\frac{t}{\tau_i}}) \\ &= \Delta\varepsilon((1 - \alpha_j)E_0^0 + \sum_1^n (1 - \alpha_j)E_i^0 e^{-\frac{t}{\tau_i}}) \\ &= (1 - \alpha_j)\Delta\varepsilon(E_0^0 + \sum_1^n E_i^0 e^{-\frac{t}{\tau_i}}) \\ &= \Delta\varepsilon^*(E_0^0 + \sum_1^n E_i^0 e^{-\frac{t}{\tau_i}}) \end{aligned} \quad (46)$$

On constate donc que l'application d'un incrément de déformation $\Delta\varepsilon$ sur le système endommagé revient à l'application d'un incrément de déformation réduit $\Delta\varepsilon^*=(1-\alpha_j)\Delta\varepsilon$ sur le système non endommagé.

L'intérêt de cette méthode est qu'elle permet de simuler l'interaction de la propagation d'une fissure et de la viscoélasticité linéaire, sans faire de propagation effective mais en ajustant les incréments de déformation à appliquer en fonction de la variation de complaisance. Cette variation de complaisance peut être estimée à partir de la force effectivement mesurée expérimentalement pour l'incrément de déformation considéré. Sans calcul, on peut donc affirmer que dans le cas unidimensionnel, homogène, l'effet de la croissance de fissures sur la réponse en viscoélasticité linéaire revient à une diminution des sollicitations imposées dans un cas où les fissures sont fixes. On peut donc penser que les calculs de simulation effectués sans croissance de fissures donnent une borne supérieure des réponses en relaxation. Avec croissance de fissure, les réponses seraient moins marquées. Les conclusions qualitatives qui ont été tirées devraient donc rester valides.

7.3 Analyse par éléments finis de mesures internes de déformations

7.3.1 Généralités

Des mesures internes de déformation au voisinage d'une fissure en cours de propagation dans une éprouvette de fendage par coin ont été présentées au § 6.4.2, partie II. Dans ce qui suit, on se propose de simuler un tel essai à partir de la méthode de la fissure cohésive et de comparer les prédictions du programme de calcul et les mesures.

7.3.2 Méthode et outils numériques

Les simulations ont été effectuées à l'aide du programme de calcul par éléments finis Merlin, Saouma et al. (1997), complété par le post-processeur Spider, Saouma (1997). Le maillage est constitué d'éléments finis de type triangulaires à 3 nœuds, en contraintes planes. Il est conçu pour fournir un maximum de précision aux emplacements des points de mesure des déformations internes. Deux modèles de matériau sont utilisés. Le matériau du corps de l'éprouvette est de type isotrope linéaire élastique. La fissure dont la trajectoire rectiligne est fixée à l'avance le long du ligament est représentée par des éléments d'interface (Interface Crack Model), Saouma et al. (1997), caractérisés par un diagramme de softening bilinéaire en mode I. Les paramètres de calcul ont été déterminés à partir des résultats des essais de caractérisation du matériau d'une part (Tableau 4 page 76) et de l'énergie spécifique de rupture moyenne des 2 éprouvettes de fendage par coin testées (101 J/m^2) d'autre part. La résistance à la traction f_t a été estimée égale à la moitié de la résistance à la flexion sur prismes. Les paramètres du softening ont été calculés à partir des formules empiriques données par Wittmann et al. (1988) pour des matériaux similaires. Le Tableau 16 ci-dessous résume les paramètres de calcul utilisés:

Module d'élasticité	25200 N/mm ²
Coefficient de poisson	0.20
f_t	3.3 N/mm ²
s_I	0.825 N/mm ²
w_I	0.023 mm
w_c	0.153 mm

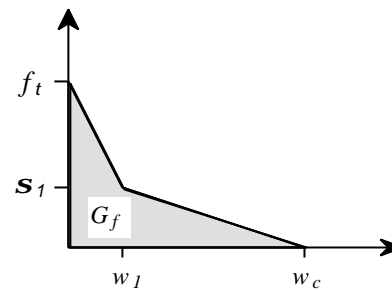


Tableau 16: Merlin - paramètres de calcul.

Les 2 Figures ci-dessous présentent le maillage utilisé (Figure 148 A)) et les conditions aux limites imposées (Figure 148 B)). La sollicitation est introduite en tenant compte des composantes verticales et horizontales de la force de fendage agissant sur l'éprouvette. L'algorithme de calcul du programme est de type non-linéaire incrémental. On impose les déplacements entre 2 nœuds (a et b) correspondant aux points de mesure du déplacement w_{h2} , le programme calcule les forces à appliquer aux nœuds e, f et c,d pour réaliser cette condition. Les forces horizontales F_h et verticales $P_v/2$ sont liées par une relation donnée par l'angle du coin (15°). On a $F_h = 1.866 * P_v$.

Les nœuds g et h, séparés de 4 mm sont situés de part et d'autre de l'axe de symétrie vertical de l'éprouvette. Leurs déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués. Enfin, les nœuds i et k sont situés aux points de mesure du déplacement w_{h1} .

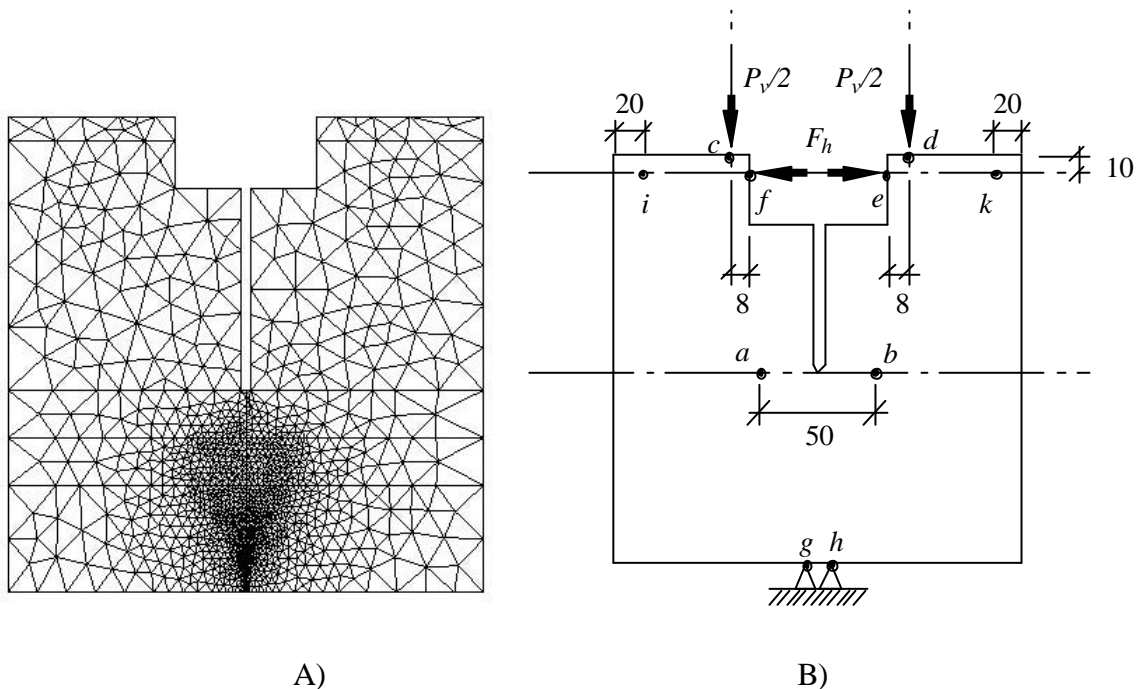


Figure 148: A) maillage pour le calcul par éléments finis et B) conditions aux limites.

7.3.3 Résultats

La Figure149 ci-dessous montre les courbes Force F_h -déplacement w_{h1} simulées et mesurées pour les 2 éprouvettes testées. On constate la bonne concordance entre les résultats de la simulation et les courbes expérimentales, aussi bien au niveau de la force maximale qu'à celui de la branche descendante.

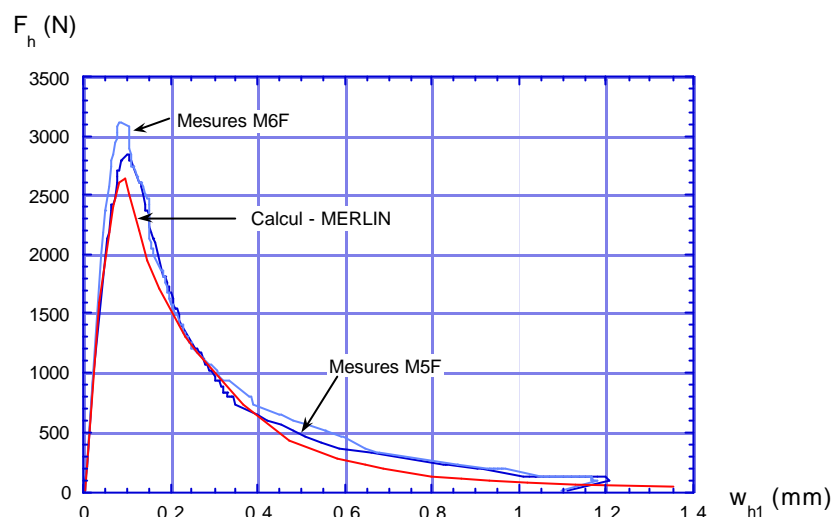


Figure149: Eprouvettes M5F et M6F. Courbes Force-déplacement w_{h1} mesurées et simulée (MERLIN).

La Figure150 ci-dessous montre la comparaison entre les résultats du calcul et les mesures en ce qui concerne le déplacement w_{h2} autour du fond d'entaille en fonction du déplacement w_{h1} .

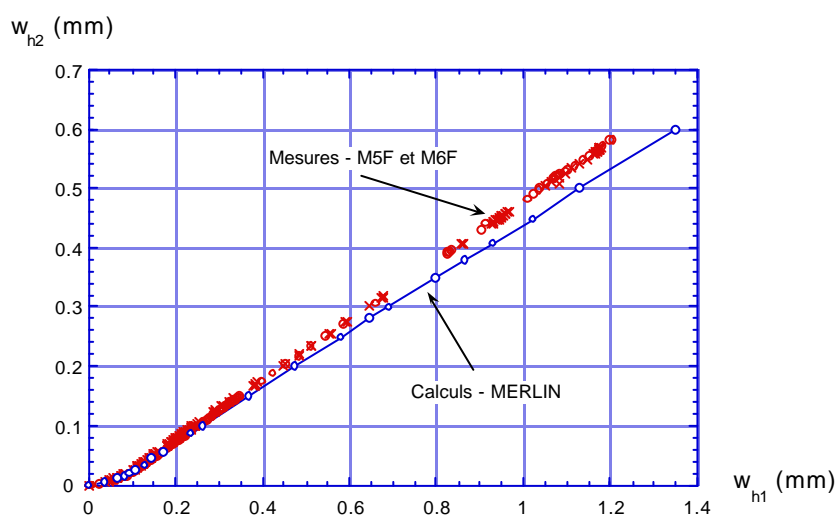


Figure150: Déplacement w_{h2} autour du fond d'entaille en fonction du déplacement w_{h1} dans l'axe de la force horizontale de fendage. Comparaison entre les résultats de la simulation et les mesures.

Les déformations mesurées par les jauges optiques sont des valeurs moyennes sur une longueur de 10 mm. Pour reproduire le plus fidèlement possibles les résultats expérimentaux, on a déterminé à partir des résultats de la simulation (déformations nodales) la déformation moyenne sur une longueur de 10 mm centrée sur la position de l'axe des réseaux. Les 3 Figures ci-dessous présentent les résultats des calculs par éléments finis des déformations internes en fonction de l'avancement de l'essai, représenté par le déplacement w_{h1} . A titre comparatif, on a reporté sur les mêmes Figures les déformations mesurées par les jauges optiques pour l'éprouvette M5F. La Figure151 montre que les déformations simulées aux points 1 et 2 sont très éloignées des déformations mesurées. Les premiers points de calcul qui suivent assez bien le comportement mesuré correspondent au stade où le front de fissure n'a pas atteint le niveau des réseaux.

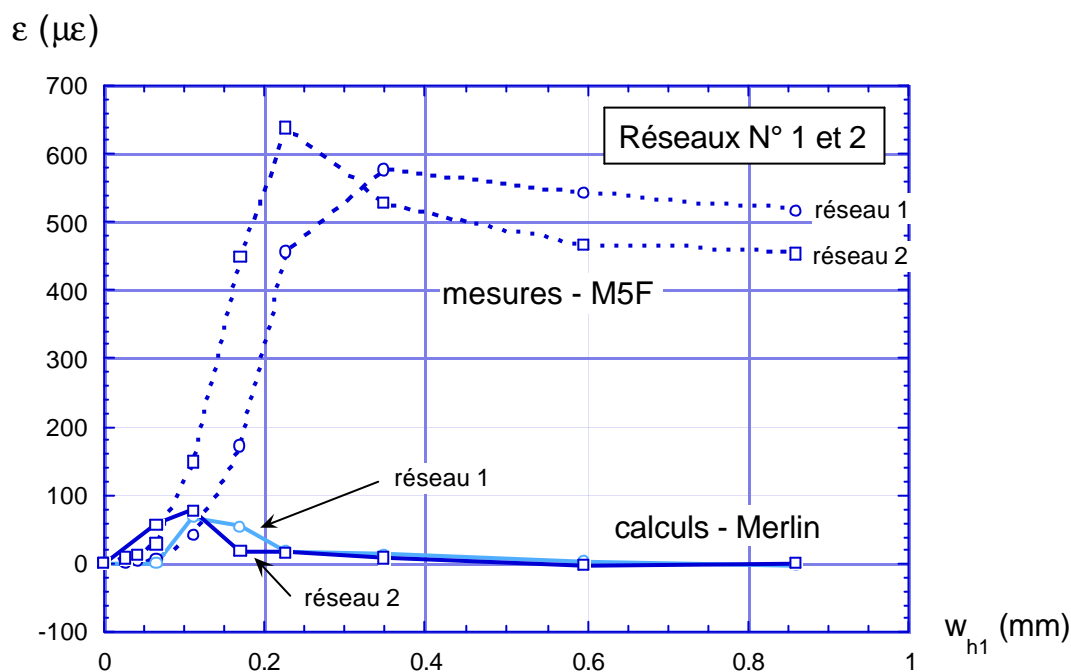


Figure151: Déformations aux points de mesure 1 et 2. Comparaison entre mesures et simulation.

Sur la Figure152, on note la bonne correspondance, au point 3 entre les déformations simulées et mesurées. La valeur maximale de déformation et le déplacement w_{h1} sont prédits correctement. Seule la déformation irréversible observée expérimentalement n'est pas reproduite par le calcul. Il ne s'agit pas d'une surprise car le matériau dans lequel la déformation est calculée est linéaire élastique. En fait, dans ce type de simulation de type modèle de fissure discrète, tout le comportement non linéaire est concentré le long du plan de rupture formé par les éléments d'interface. Bien que les valeurs de déformation au pic soient assez différentes, le comportement global observé au point 4 est également assez bien reproduit par le calcul (Figure153).

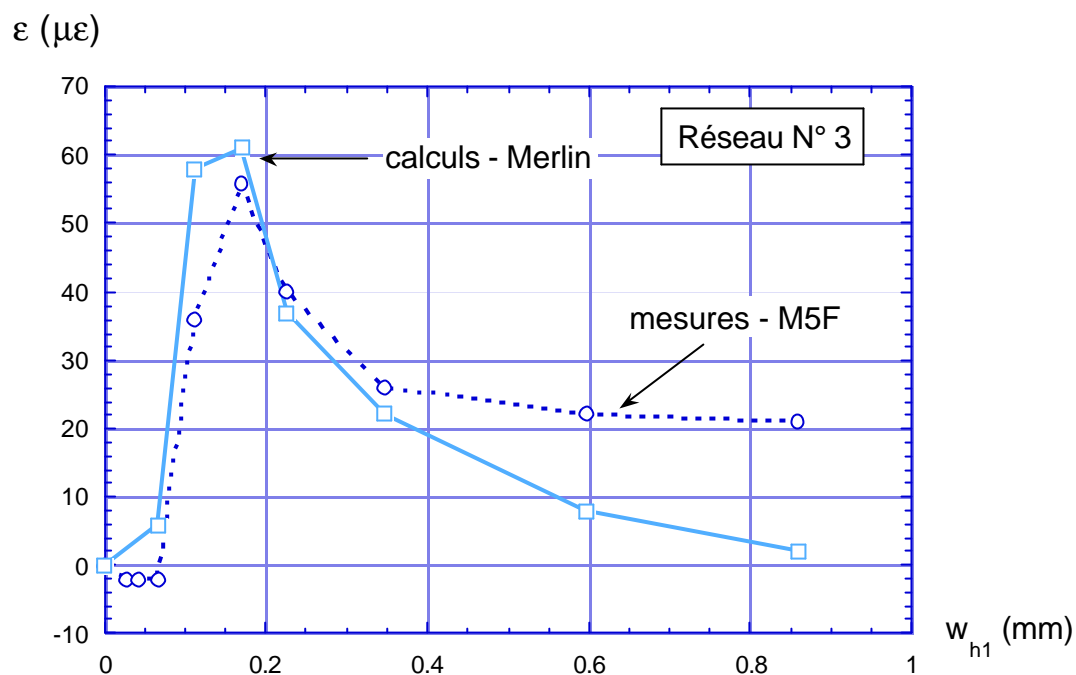


Figure 152: Déformations au point de mesure 3, mesurées et simulées, en fonction du déplacement w_{h1} .

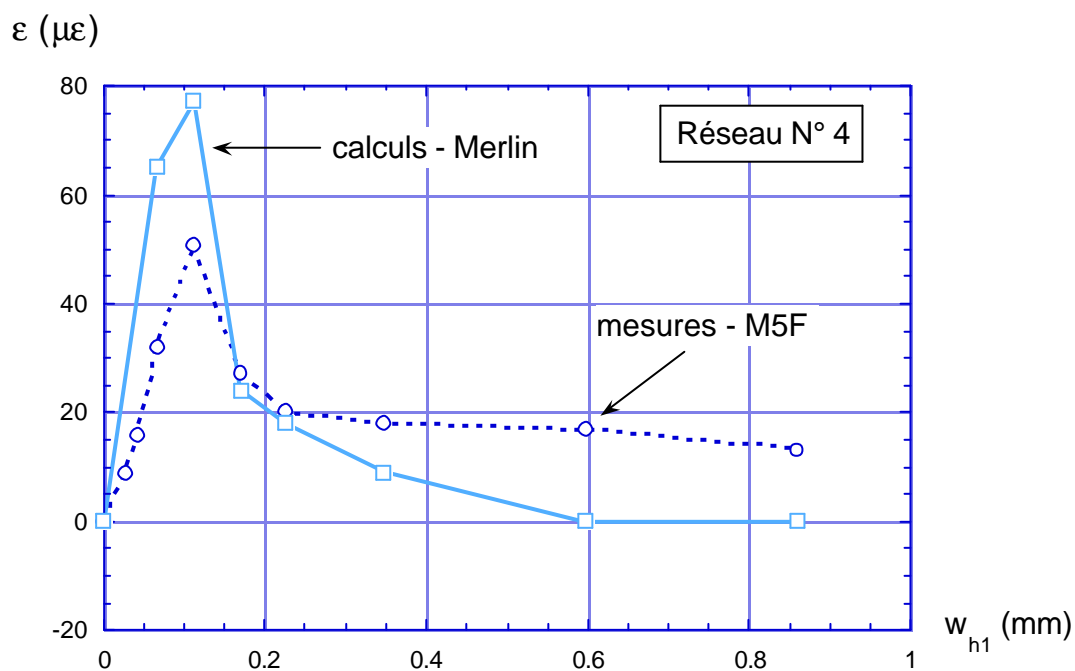


Figure 153: Déformations au point de mesure 4, mesurée et simulée en fonction du déplacement w_{h1} .

7.3.4 Discussion

Les calculs par le modèle de fissure discrète prédisent de manière fiable le comportement macroscopique de l'éprouvette M5F (Force-déplacement w_{h1}). L'évolution du déplacement w_{h2} autour du fond d'entaille est également très fidèlement reproduite (Figure 150). Les mesures internes de déformation dans les zones éloignées du plan de rupture sont reproduites correctement par le calcul. Par contre, le comportement non linéaire des points de mesure à proximité immédiate du plan de rupture n'est pas appréhendé par le modèle. Ce résultat n'est pas surprenant puisque par définition, l'ensemble du comportement non-linéaire prédit par le modèle est concentré sur la fissure fictive, d'épaisseur nulle. Tous les points situés dans le volume du matériau, même à une distance infinitésimale de la fissure cohésive présentent un comportement linéaire élastique qui ne peut reproduire le comportement non linéaire observé.

8 Discussion générale

8.1 Aspects de croissance des fissures

Les mesures de déformations internes par jauges optiques ont révélé la présence d'une zone de comportement fortement non linéaire, au voisinage d'une fissure en cours de propagation. La largeur de cette zone dans le cas étudié est du même ordre de grandeur que les granulats les plus grossiers. Ces mesures internes confirment les observations de nombreux auteurs sur la présence d'une zone microfissurée qui précède la fissure principale. Elles donnent pour la première fois une estimation directe, par une mesure directe interne, de la largeur de cette zone. Elles permettent également de tester de manière très fine le pouvoir prédictif de modèles numériques.

Le modèle de fissure cohésive de Hillerborg appliqué à la prédiction de tels résultats se révèle efficace au niveau macroscopique. Il permet de simuler de manière très réaliste les réponses en termes de force et de déplacements mesurés en différents points sur l'éprouvette. Par contre, au niveau de la microstructure, même s'il prédit correctement les déformations à distance du plan de rupture dans la zone linéaire élastique, les valeurs de déformation au voisinage du plan de rupture sont très éloignées des valeurs mesurées expérimentalement. Ceci s'explique naturellement par le fait qu'il s'agit d'un modèle de fissure discrète dans lequel toute la non-linéarité est concentrée sur un plan.

Le comportement micromécanique, au voisinage dans la zone de rupture, ne peut être reproduit correctement que par des modèles prenant en compte la structure hétérogène du matériau (structure granulaire, poreuse, multifissurée) tels que celui de Wang (1994), adapté au cas d'une matrice viscoélastique linéaire par Cécot (2000), par exemple.

8.2 Couplages entre viscoélasticité et croissance des fissures

8.2.1 Influence de la croissance des fissures sur les effets différés

Toutes les mesures effectuées vont dans le sens d'une influence importante de la croissance de microfissure pendant les paliers de fluage et de relaxation. Ce résultat était déjà connu qualitativement pour le fluage.

Les phénomènes d'alternance de fluage secondaire et tertiaire au cours de paliers de fluage menant à la rupture soulignent l'influence de la structure granulaire sur la propagation des fissures dans une configuration à priori fortement instable (contrôle de force). Seuls des phénomènes d'arrêt de fissures par des granulats peuvent expliquer le passage d'un fluage tertiaire à un fluage secondaire.

Les mesures de relaxation dans le domaine non linéaire ont montré la présence de nombreux indices d'activité de fissures (émissions acoustiques, variation du déplacement en fond d'entaille) au cours des paliers. Ces phénomènes pourraient être liés à la propagation instable de microfissures actives quel que soit le mode de sollicitation (déplacement ou force imposée) accélérées en fluage et ralenties jusqu'à l'arrêt en relaxation. Par ailleurs, ce résultat devrait inciter à relativiser l'influence à priori bénéfique souvent attribuée à la relaxation pour

diminuer les risques de fissuration dans les matériaux cimentaires. En particulier, les méthodes de mesure du comportement viscoélastique "bénéfique", correspondant à une dissipation volumique concurrente de la propagation de fissures, s'avèrent délicates à définir et devront faire l'objet d'études approfondies.

8.2.2 *Modélisation*

La modélisation des couplages entre viscoélasticité et croissance de fissures doit permettre de mettre en évidence les contributions séparées des différents phénomènes agissant. A cet égard, le modèle de fissure fictive et particulièrement l'énergie spécifique de rupture G_f qui en est un des principaux paramètres présentent des défauts importants. En particulier, G_f est une mesure de la dissipation d'énergie globale au cours d'un essai de rupture. Par définition, cette grandeur fait donc intervenir tous les phénomènes dissipatifs sans distinction et ne permet pas de séparer les différents mécanismes agissant.

Au contraire, la modélisation sur la base de principes énergétiques du processus de rupture permet de traiter de manière très générale les couplages croissance de fissure-viscoélasticité et de mettre en évidence l'effet de la partie réactive du critère de propagation. Elle permet également de traiter de manière directe le problème de la stabilité de propagation.

De manière générale, la part relative des effets viscoélastiques sur la résistance à la propagation et sur la force motrice de propagation varie selon le niveau de structure du matériau ou l'on se place et le type de modélisation adopté.

Dans le cadre d'une modélisation micromécanique qui prend en considération la structure hétérogène granulaire, multifissurée du matériau, une part prédominante de l'effet viscoélastique sur la croissance des fissures pourrait être attribué à la partie motrice du critère (variation du taux de restitution d'énergie). La viscoélasticité agissant sur l'évolution de ce taux peut être linéaire ou non linéaire. Il est probable qu'un modèle de viscoélasticité non linéaire de type Eyring, qui revient à un comportement linéaire pour de faibles niveaux de sollicitation soit le mieux à même de représenter le comportement du matériau en dehors des fissures. Ce type de modèle associé aux notions d'énergie d'activation, permet de représenter les phénomènes viscoélastiques non linéaires se produisant en pointe de fissure. On notera toutefois qu'à ce niveau de microstructure, il est difficile et probablement illusoire de décider si des phénomènes de rupture lente de liaisons inter-atomiques doivent être reliés au comportement en fluage ou à celui en rupture locale. Il est à cet égard caractéristique que les modèles d'énergie d'activation aient été utilisés par le passé pour expliquer le fluage non-linéaire comme les phénomènes de rupture différée (modèles d'adoucissement avec paramètres variables dans le temps).

Dans le cadre d'une modélisation macroscopique des phénomènes (matériau homogène), la résistance apparente à la rupture est gouvernée par la propagation de la zone d'endommagement dans son ensemble. L'évolution de cette zone fait intervenir à la fois le comportement viscoélastique des ponts de matière restants et la propagation des microfissures qui la composent. Une modélisation globale de la résistance à la propagation d'une telle zone doit donc faire intervenir l'influence du temps. Dans ce cadre de modélisation, au niveau macroscopique, la résistance à la propagation et la force motrice de propagation dépendent indiscutablement du programme de sollicitation.

9 Conclusions, perspectives

9.1 Résultats expérimentaux

L'essai de fendage par coin avec éprouvette étanchée, permet de mesurer de manière particulièrement fiable et précise la déviation progressive du comportement viscoélastique linéaire, en fluage ou en relaxation, en suivant la progression de l'endommagement. La géométrie compacte de l'éprouvette minimise les effets parasites dus au poids propre qui peuvent notablement perturber les essais de rupture sous sollicitations de longue durée.

Les mesures de longueur de fissure en surface, par jauge graphite conductrice, fournissent une estimation de la progression de l'endommagement dans une éprouvette. Les longueurs de fissure mesurées par cette technique sont inférieures aux longueurs de fissure totales prédites par le modèle de fissure fictive de Hillerborg.

Tous les comportements observés vont dans le sens d'une forte contribution de phénomènes liés à l'évolution de la micro fissuration, non seulement au cours de paliers de fluage mais également au cours de paliers de relaxation.

Les essais de relaxations successives en suivant l'enveloppe de rupture montrent des indices marqués de croissance de microfissures, particulièrement au voisinage du pic de force et en suivant la branche descendante. Au contraire, les mesures de relaxation dans le domaine non linéaire (au voisinage du pic), sous l'enveloppe de rupture, ne montrent pas de signes de croissance de fissures. Il pourrait s'agir d'une mesure de la viscoélasticité non-linéaire du matériau, sans contribution de croissance de fissures. Le mode de contrôle de l'essai influence de manière importante la réponse en relaxation pour des niveaux de sollicitation élevée. Il en va de même pour l'histoire de sollicitation.

Les essais de fluage à des niveaux de sollicitation élevés montrent une activité de croissance de fissures en surface et en volume, corrélée avec l'évolution des déplacements mesurés.

Les mesures internes de déformations par jauges optiques, en cours de propagation de fissure permettent de caractériser la géométrie de la FPZ.

Enfin, les grandeurs macroscopiques telles que la force de réaction de l'éprouvette ou les déplacements externes apparaissent insuffisantes pour accéder à une compréhension en profondeur des phénomènes agissant dans la microstructure du matériau. En particulier, le pic de force mesuré ne fournit pas d'informations absolues, caractéristiques du matériau.

9.2 Modélisation

Le modèle de fissure discrète de Hillerborg permet de prédire de manière très fidèle le comportement macroscopique d'éprouvettes de fendage par coin (courbes force-déplacement, déplacements en fond d'entaille). Au niveau de la microstructure, ce modèle reproduit de manière très réaliste le comportement mesuré par les jauges optiques de déformation dans le domaine de déformations inférieures à la déformation de rupture du béton normal (distance du

plan de rupture égale à environ 1 à 2 D_{max} des grains). Par contre, au voisinage immédiat du plan de rupture (distance environ $0.5D_{max}$), le comportement non linéaire observé expérimentalement, avec de grandes déformations en grande partie irréversibles, ne peut être reproduit.

9.3 Perspectives

Un des principaux défis à relever dans le futur pour caractériser les phénomènes gouvernant les couplages entre viscoélasticité et microfissuration serait la mesure directe de l'évolution de la FPZ en fonction de la vitesse de sollicitation (vitesse lentes à très lentes – essais sur plusieurs jours, voire semaines). Cette mesure pourrait se faire à l'aide de jauges optiques de déformations complétées par la mesure d'émissions acoustiques et la localisation de leur origine.

Le comportement viscoélastique non linéaire ainsi que la part directe de croissance de microfissures au cours de paliers de relaxation pourraient être étudiés de manière systématique au moyen d'un système expérimental suffisamment rigide pour assurer au mieux la stabilité de propagation sur tout le domaine de sollicitation, en contrôle passif sur l'éprouvette (déplacement traverse). Des séries de paliers de relaxation alternés sur et sous l'enveloppe de rupture pourraient permettre de séparer les effets de croissance de fissure de la viscoélasticité non linéaire du matériau et de caractériser cette dernière.

10 Bibliographie

Al-Kubaisy M.A., Young A.G., (1975), "Failure of Concrete under Sustained tension", Magazine of Concrete Research Vol. 27, N° 92, pp. 171-178.

Ansari F., (1986), "Analysis of Micro-Cracked Zone in Concrete", in Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, edited by F.H. Wittmann, Elsevier, pp. 229-240.

Ansari F., Libo Y., (1998), "Mechanics of bond and interface shear transfer in optical fiber sensors", ASCE Journal of Engineering Mechanics 124(4), pp. 385-394.

Barenblatt G.I., (1962), "The Mathematical Theory of Equilibrium Cracks in Brittle Fracture", in Advances in Applied Mechanics, Vol. 7, pp. 55-129.

Bascoul A., (1996), "State of the Art Report - Part 2: Mechanical micro cracking of Concrete", Matériaux et Constructions Vol. 29, March 1996, pp. 67-78.

Bascoul A., Detriché C.H., Ollivier J.P., Turatsinze A., (1989), "Microscopical Observation of the Cracking Propagation in Fracture Mechanics of Concrete", in Fracture of Concrete and Rock, Recent developments, edited by S.P. Shah, S.E. Swartz, B. Barr, Elsevier, pp. 327-336.

Bažant Z.P., (1987), "Snapback instability at crack ligament tearing and its implication for fracture micromechanics", Cement and Concrete Research Vol. 17, pp. 951-967.

Bažant Z. P., (1995), "Creep and Damage in Concrete", in Materials Science of Concrete, Ed. J. Skalný & S. Mindess, American Ceramic Society, pp. 355-389.

Bažant Z.P., (1996), "Analysis of Work of Fracture Method for Measuring Fracture Energy of Concrete", ASCE Journal of Engineering Mechanics Vol. 122, N° 2, pp. 138-144.

Bažant Z.P., Bai S-P, Gettu R., (1993), "Fracture of Rock: Effect of Loading rate", Engineering Fracture Mechanics Vol. 45, N° 3, pp. 393-398.

Bažant Z.P., Gettu R., (1989), "Determination of Nonlinear Fracture Characteristics and Time Dependence from Size Effect", Fracture of Concrete and Rock: recent developments, edited by S.P. Shah, S.E. Swartz and B. Barr, Elsevier, pp. 549-565.

Bažant Z.P., Gettu R., (1992), "Rate Effects and Load relaxation in Static Fracture of Concrete", ACI Materials Journal V. 89, N° 5, September-October 1992, pp. 456-468.

Bažant Z.P., Gu W.H., Faber K.T., (1995), "Softening Reversal and Other Effects of a Change in Loading rate on Fracture of Concrete", ACI Materials Journal January-February 1995, pp. 3-9.

Bažant Z.P., Hauggaard A.B., Bajewa S., (1997a), "Microprestress-Solidification Theory for Concrete Creep. II: Algorithm and Verification", ASCE Journal of Engineering Mechanics November 1997, pp. 1195-1201.

Bažant Z.P., Hauggaard A.B., Bajewa S., Ulm F.J., (1997b), "Microprestress-Solidification Theory for Concrete Creep. I: Aging and Drying Effects", ASCE Journal of Engineering Mechanics November 1997, pp. 1188-1194.

Bažant Z.P., Huet C., (1999), "Thermodynamic Functions for Aging Viscoelasticity: Integral Form Without Internal Variables", Int. J. Solids Struct. 36 (26), pp. 3993-4016.

- Bažant Z.P., Jirasek M., (1993), "R-curve modeling of rate and size effects in quasibrittle fracture", *International Journal of Fracture*, 62, pp. 355-373.
- Bažant Z.P., Li Y-N., (1997), "Cohesive crack with rate-dependent opening and viscoelasticity: I. Mathematical model and scaling", *International Journal of Fracture*, 86, pp. 247-265.
- Bažant Z.P., Planas J., (1998), "Fracture and Size effect in Concrete and other quasibrittle Materials", CRC Press.
- Bažant Z.P., Prasannan S., (1989a), "Solidification Theory for Concrete Creep: I: Verification and Application", *ASCE Journal of Engineering Mechanics* Vol. 115, N° 8, pp. 1704-1725.
- Bažant Z.P., Prasannan S., (1989b), "Solidification Theory for Concrete Creep. I: Formulation", *ASCE Journal of Engineering Mechanics* Vol. 115, N° 8, pp. 1691-1703.
- Bažant Z.P., Xi Y., (1993), "New Test Method to Separate Microcracking from Drying Creep: Curvature Creep at Equal Bending Moments and Various Axial Forces", *Proceedings Creep and Shrinkage of Concrete*, Edited by Z.P. Bažant & I. Carol, E & FN Spon, pp. 77-82.
- Biot M. A., (1954), "Theory of Stress-Strain Relations in Anisotropic Viscoelasticity and Relaxation Phenomena", *Journal of Applied Physics*, Vol. 25, n° 11, Nov. 1954, pp. 1385-1391.
- Brühwiler E., (1988), "Bruchmechanik von Staumauerbeton unter Quasi-Statistischer und Erdbebendynamischer Belastung", Thèse EPFL N° 739, Lausanne, 1988.
- Brühwiler E., (1996), "Fracture Mechanics and Concrete Structures - An Engineering Point of View.", in 'Advances in Building Materials Science', Festschrift Prof. Wittmann, AEDIFICATIO Publishers, Unterengstringen, Switzerland, 1996, pp. 33-42.
- Brühwiler E., Rokugo K., Wittmann F.H., (1987), "Influence of rate of loading on fracture energy and strain softening of concrete", *SMIRT-9, Transactions*, Vol. H, Balkema, Rotterdam, pp. 25-33.
- Brun L., (1965), "Sur deux expressions, analogues à la formule de Clapeyron, donnant l'énergie libre et la puissance dissipée pour un corps viscoélastique", *Comptes-Rendus de l'Académie des Sciences* tome 261, (5 juillet 1965), groupe 2, pp. 41-44.
- Brun L., (1969), "Méthodes énergétiques dans les systèmes évolutifs linéaires - Première Partie: Séparation des énergies", *Journal de Mécanique*, Vol. 8, n° 1, Mars 1969, pp. 125-166.
- Callen H. B., (1985), "Thermodynamics and an Introduction to Thermostatistics", John Wiley & Sons.
- Carrasquillo L., Slate F.O., Nilson A.H., (1981), "Microcracking and Behaviour of High Strength Concrete Subject to Short Term Loading", *ACI Journal* May-June 1981, pp. 179-186.
- Castro-Montero A., Jia Z., Shah S.P., (1995), "Evaluation of damage in Brazilian test using Holographic Interferometry", *ACI Materials Journal* V. 92, N° 3, May-June 1995, pp. 268-275.
- Cécot C., Huet C. (2000) "Numerical simulations of viscoelastic effects in concrete crack growth", submitted for publication.

Chuy S., Cannard G., Robert J.L., Rossi P., (1989), "Experimental investigation on the damage of Portland cement concrete made with natural aggregates", *Matériaux et Constructions*, 22, pp. 98-106.

Cook D.J., (1972), "Some aspects of the Mechanism of Tensile Creep in Concrete", *ACI Journal* October 1972, pp. 645-649.

Cook D.J., Chindaprasirt P., (1981), "Influence of loading history upon the tensile properties of concrete", *Magazine of Concrete Research* Vol. 33, N° 116, September 1981, pp. 154-160.

Damgaard Jensen A., Chatterji S., (1996), "State of the art report on micro-cracking and lifetime of concrete - Part 1", *Materiaux et Constructions* Vol. 29, January-February 1996, pp. 3-8.

Denarié E., (2000), "Rapport d'essais: 'Etude expérimentale des couplages viscoélasticité - croissance des fissures dans les bétons de ciment'", LMC-EPFL, 2000.

Denarié E., Saouma V.E., Iocco A., Varelas D., (2000), "Concrete Fracture Process Zone Characterization with Internal Fiber Bragg Grating Sensors", submitted for publication.

Diederichs U., Schneider U., Terrien M., (1983), "Formation and Propagation of Cracks and Acoustic Emission", in *Fracture Mechanics of Concrete*, edited by F.H. Wittmann, Elsevier, pp. 157-205.

Dugdale D.S., (1960), "Yelding of Steel Sheets Containing Slits", *J. Mech. Phys. Solids*, Vol. 8, pp. 100-104.

Feldman R.F., Sereda P.J., (1968), "A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties", *Materiaux et Constructions* Vol. 1, N° 6, pp. 509-519.

Ferreira L.E.T., Sousa J.L.A.O., Bittencourt T.N., (1998), "Load Relaxation in Level II Three-Point Bend Tests", *Proceedings FRAMCOS-3*, F.H. Wittmann Ed., Aedificatio, pp. 665-674.

Gopalakrishnan K.S., Neville A.M., Ghali A., (1969), "Creep Poisson's Ratio under Multiaxial Compression", *ACI Journal* December 1969, pp. 1008-1020.

Griffith A.A., (1920), "The Phenomena of Rupture and Flow in Solids", *Royal Society of London, Philosophical Transactions, Series A*, Vol. 221, 1920, pp. 163-198.

Grudemo A., (1979), "Microcracks, Fracture Mechanism, and Strength of the Cement Paste Matrix", *Cement and Concrete Research* Vol. 9, pp. 19-34.

Guidoum A., (1994), "Simulation numérique 3D des comportements des bétons en tant que composites granulaires", *Thèse EPFL N° 1310*, Lausanne.

Hansen A.E., (1991), "Time Dependent Tensile Fracture of Concrete", *Doctoral Thesis*, Norwegian Institute of Technology, Division of Concrete Structures, University of Trondheim, Norway.

Hillemeier B., Hilsdorf H.K., (1977), "Fracture Mechanics Studies on Concrete Compounds", *Cement and Concrete Research*, Vol. 7, pp. 523-536.

Hillerborg A., (1980), "Analysis of fracture by means of the fictitious crack model, particularly for fiber reinforced concrete", *Matériaux et Constructions* Volume 2, Number 4,

Hillerborg A., (1985), "The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_f of concrete", *Materiaux et Constructions* Vol. 18, n° 106, pp. 291-296.

Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E, (1976), "Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements", Cement and Concrete Research Vol. 6, pp. 773-782.

Horii H., Ichinomiya T., (1990), "Observation of fracture process zone by laser speckle technique and governing mechanisms in fracture of concrete", in International Journal of Fracture, Special issue on fracture of concrete and advanced cement-based materials.

Houst Y. , (1992), "Carbonatation, diffusion de gaz et retrait de la pâte de ciment durcie", Thèse EPFL N° 1108, Lausanne.

Hsu T.C., Slate F.O., (1963), "Tensile Bond Strength between Aggregate and Cement paste or Mortar", Journal of The American Concrete Institute April 1963, pp. 465-486.

Hsu T.C., Slate F.O., Sturman G.M., Winter G., (1963), "Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress-Strain Curve", Journal of The American Concrete Institute February 1963, pp. 209-224.

Huet C., (1992), "Minimum theorems for viscoelasticity", Eur. J. Mech., A/Solids, 11, n° 5, pp. 653-684.

Huet C., (1995a), "Bounds for the overall properties of viscoelastic and composite materials", Arch. Mech., 47, 6, Warszawa, pp. 1125-1155.

Huet C., (1995b), "A Continuum Thermodynamics Approach for Studying Microstructural Effects on the Non-linear Fracture Behaviour of Concrete seen as a Multicracked Granular Composite Material", in Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2, edited by F. H. Wittmann, AEDIFICATIO, pp. 1089-1108.

Huet C., (1996), "A continuum thermodynamics approach for size-effects in the failure of concrete type materials and structures", in A. Carpinteri (Ed.), Size-Scale Effects in the Failure Mechanisms of Materials and Structures, Spon, London, pp. 259-276.

Huet C., (1997), "An Integrated Micromechanics and Statistical Continuum Thermodynamics Approach for Studying the Fracture Behaviour of Microcracked Heterogeneous Materials with Delayed Response", Engineering Fracture Mechanics Vol. 58, N° 5,6, pp. 459-556.

Huet C., (1999a), "Strength Scaling Law for Elastic Materials with Interacting Defects", in Mechanics of Quasi Brittle Materials and Structures, Editors G. Pijaudier-Cabot, Z. Bittnar, B. Gérard.

Huet C., (1999b), "Coupled size and boundary-condition effects in viscoelastic heterogeneous and composite bodies", Mechanics of Materials, 31, pp. 787-829.

Huet C., (1999c), "New Comparison and Minimum Theorems in the Time Domain for Viscoelasticity and other Convolutional Initial-Value Problems", Submitted for publication.

Huet C., (2000), "Extended Clapeyron formulae for viscoelasticity problems in the time domain and application to the boundary-condition effect in random composite bodies", in Press (J. Mech. Phys. Solids).

Izumi M., Mihashi H., Nomura N., (1986), "Acoustic Emission Technique to evaluate Fracture Mechanics Parameters of Concrete", in Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, F.H. Wittmann Ed., Elsevier, pp. 259-268.

Jenq Y., Shah S.P., (1985), "Two Parameter Fracture Model for Concrete", ASCE Journal of Engineering Mechanics Vol. 111, N° 10, pp. 1227-1241.

Kaplan M.F., (1961), "Crack propagation and the Fracture of Concrete", Journal of The American Concrete Institute November 1961, pp. 591-610.

Kaplan M.F., (1963), "Strains and Stresses of Concrete at Initiation of Cracking and near Failure", Journal of The American Concrete Institute July 1963, pp. 853-880.

Knab L.I., Jennings H., Walker H.N., Clifton J.R., Grimes J.W., (1986), "Techniques to observe the fracture zone in Mortar and Concrete", in Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, edited by F.H. Wittmann, Elsevier, pp. 241-247.

Körmeling H.A., (1986), "Strain Rate and Temperature Behaviour of Steel Fiber Concrete in Tension", Doctoral Thesis, Delft University of Technology.

Landis E., Shah S.P., (1993), "Recovery of Microcrack Parameter in Mortar Using Quantitative Acoustic Emission", Journal of Nondestructive Evaluation Vol. 12, N° 4, pp. 219-232.

l'Hermite R.G., (1978), "Quelques compléments à l'étude expérimentale du fluage du béton en compression simple", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP) N° 363, pp. 17-20.

Li Z., (1996), "Microcrack Characterization in Concrete under uniaxial Tension", Magazine of Concrete Research Sept. 1996, Vol 48, N° 176, pp. 219-228.

Li Y-N., Bažant Z.P., (1997), "Cohesive crack model with rate-dependent opening and viscoelasticity: II. Numerical algorithm, behavior and size effect", International Journal of Fracture, 86, pp. 267-288.

Linsbauer H., Tschegg E. (1986) "Die Bestimmung der Bruchenergie von zementgebundenen Werkstoffen an Würfelproben", Zement und Beton, Heft 1, pp. 38-40.

Luong M.P., (1986), "Infrared Vibrothermography of Plain Concrete", In Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, edited by F.H. Wittmann, Elsevier, pp. 249-257.

Mandel J., (1966), "Cours de Mécanique des Milieux Continus", Annexe XXI, Viscoélasticité, Editions Gauthier Villars.

Mandel J., (1980), "Variables cachées, Puissance dissipée, Dissipativité normale", Cahiers du Groupe Français de Rhéologie, N° 1, pp. 37-51.

Maso J.C., (1993), "Characterization and Quantification of Microcracking by Electron Microscopy", in Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites edited by C. Huet, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, pp. 83-104.

Meltz G., (1996), "Overview of fiber grating-based sensors", in A. Kersey and J. Dakin (Eds), Distributed and Multiplexed Fiber Grating Sensors VI, Vol. SPIE 2838, pp. 2-21.

Meyer H.G., (1969), "On the influence of water content and of drying conditions on lateral creep of plain concrete", Matériaux et Constructions Vol. 2, N° 8, pp. 125-131.

Meyers B.L., (1967), "Time Dependent Strains and Microcracking of Plain Concrete", PhD Thesis, Cornell University.

Meyers B.L., Slate F.O., Winter G., (1969), "Relationship Between Time-Dependent Deformation and Microcracking of Plain Concrete", ACI Journal January 1969, pp. 60-68.

Mihashi H., Nomura N., (1996), "Correlation between Characteristics of Fracture process Zone and Tension Softening Properties of Concrete", Nuclear Engineering and Design, 165, pp. 359-376.

Mindess S., Diamond S., (1980), "A preliminary SEM Study of Crack propagation in Mortar", *Cement and Concrete Research* Vol. 10, pp. 509-519.

Mindess S., Diamond S., (1982), "The Cracking and Fracture of Mortar", *Matériaux et Constructions* Vol. 15, N° 86, pp. 107-113.

Murakami Y., (1987), "Stress Intensity Factors Handbook, Volume 1", Pergamon Press.

Nallathambi P., Karihaloo B.L. (1986) "Determination of specimen-size independent fracture toughness of plain concrete", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 38, N° 135, june 1986, pp. 67-76.

Nemati K.N., Monteiro P.J.M., Cook N.G.W., (1998), "A new Method for Studying Stress-Induced Microcracks in Concrete", *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* Vol. 10, N° 3, August 1998, pp. 128-134.

Neville A.M., (1970), "Creep of Concrete: Plain, Reinforced, and Prestressed", North-Holland- Amsterdam; American Elsevier-New-York.

Neville A.M., Dilger W.H., Brooks J.J., (1983), "Creep under different states of stress", in *Creep of Plain and Structural Concrete*, Longman, pp. 111-138.

Nishibayashi S., (1983), "Tensile Creep of Concrete", *Proceedings of the 1978 RILEM Colloquium on Creep of Concrete*, A.M. Neville and J.J Brooks Eds, University of Leeds, England, January 1983, pp. 274-287.

Ohtsu M., Mumwam M.C., Rossmanith H.P., (1999), "Crack Extension in Cementitious Materials by Acoustic Emission", *Concrete Science and Engineering*, Vol.1, pp. 157-165.

Ollivier J.P., (1985), "A non destructive procedure to observe the microcracks of concrete by scanning electron microscopy", *Cement and Concrete Research* Vol. 15, pp. 1055-1060.

Otsuka K., (1992), "Detection of Fracture Process Zone in Concrete by means of X-Ray with Contrast medium", *Proceedings FRAMCOS 1, Fracture Mechanics of Concrete Structures*, edited by Z.P. Bažant, Elsevier, pp. 485-490.

Plizzari G.A., Saouma V.E., (1996), "On engineering applications of fracture mechanics to concrete", University of Brescia, Dept. Of Civil Engineering, Technical Report 5.3.

Powers T.C., (1968), "The Thermodynamics of Volume Change and Creep", *Matériaux et Constructions* Vol. 1, N° 6, pp. 487-507.

Raiss M.E., Dougill J.W., Newman J.B., (1990), "Development of Fracture Process Zones in Concrete", *Magazine of Concrete Research* Vol. 42, N° 153, pp. 193-202.

Rastogi P.K., Denarié E., (1992), "Visualization of in-plane displacement fields by using phase-shifting holographic moiré: application to crack detection and propagation", *Applied Optics*, Vol. 31, N° 14, 10 May 1992, pp. 2402-2404.

Rastogi P.K., Denarié E., (1994), "Measurement of the length of Fracture Process Zone in Fiber-Reinforced Concrete using Holographic Moiré", *Experimental Techniques*, July-August 1994, pp. 11-18.

Regnault P., Brühwiler E., (1990), "Holographic Interferometry for the determination of Fracture Process Zone in Concrete", *Engineering Fracture Mechanics* Vo. 35, N°1/2/3, pp. 29-38.

Reich R., Cervenka J., Saouma V.E., (1997), "MERLIN, A Three-Dimensional Finite Element Program Based on a Mixed-Iterative Solution Strategy for Problems in Elasticity, Plasticity, and Linear and Nonlinear Fracture Mechanics", EPRI Report, Palo Alto.

Reinhardt H.W., Cornelissen H.A.W., (1985), "Zeitstandzugversuche an Beton", Baustoffe 85, Bauverlag, Wiesbaden, pp. 162-167.

Reinhardt H.W. (1999) "Organic Fluids Penetrating into Cracked Concrete", in Mechanics of Quasi Brittle Materials and Structures, Editors G. Pijaudier-Cabot, Z. Bittnar, B. Gérard, pp. 207-216.

Ringot E., (1988), "Development of the Map Cracking in Concrete under Compressive loading", Cement and Concrete Research Vol. 18, pp. 933-942.

Ringot E., Ollivier J.P., Maso J.C., (1987), "Characterisation of initial State of Concrete with regard to Microcracking", Cement and Concrete Research Vol. 17, pp. 411-419.

Roelfstra P.E., Wittmann F.H., (1987), "Numerical modelling of fracture of concrete", in Transactions SMIRT 9, Vol. H, Lausanne 1987, F.H. Wittmann (Ed.), Balkema, pp. 41-49.

Ross A.D., (1954), "Experiments on the creep of concrete under two-dimensionnal stressing", Magazine of Concrete Research June 1954, pp. 3-10.

Rossi P., (1990), "Coupling between the Cracking Process and Viscous Phenomena in Concrete", Engineering Fracture Mechanics Vol. 35, N° 1/2/3, pp. 79-86.

Rossi P., Acker P., (1988), "A new approach to the basic creep and relaxation of concrete", Cement and Concrete Research Vol. 18, pp. 799-803.

Rossi P., Godart N., Robert J.L., Gervais J.P., Bruhat D., (1993), "Investigation of the Basic Creep of Concrete by Acoustic Emission", Proceedings, Creep and Shrinkage of Concrete, Z.P. Bažant, I. Carol, Eds., E&F Spon, pp. 33-38.

Rossi P., Robert J.L., Gervais J.P., Bruhat, D., (1989), "Identification of the physical mechanisms underlying acoustic emissions during the cracking of concrete", Matériaux et Constructions 22, pp. 194-198.

Rossi P., Toutlemonde F., (1996), "Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete: description of the physical mechanisms", Matériaux et Constructions Vol. 29, March 1996, pp. 116-118.

Rüsch H., (1960), "Research toward a general flexural theory for structural concrete", ACI Journal 57-1, pp. 1-28.

Russell P., Archambault J., (1996), "Fiber gratings", in B. Culshaw and D.J. (Eds), Optical Fiber Sensors, Components and Subsystems, Vol. 3, Artech House Inc.

Sadouki H., (1987), "Incompatibilités physico-mécaniques des constituants d'un matériau composite: cas du béton", Chantiers Suisse, Vol. 18, 9/1987.

Saouma V. E., et al., (1997), "MERLIN Version 2.0, User's Manual", prepared for Electric Power Research Institute, 3412 Hillview Avenue Palo Alto, California 94304.

Saouma V.E., (1997), "Spider, an internet ready general purpose finite element post processor", <http://civil.colorado.edu/~saouma/Spider>.

Selleck S.F., Landis E.N., Peterson M.L., Shah S.P., Achenbach J.D., (1998), "Ultrasonic Investigation of Concrete with Distributed Damage", ACI Materials Journal January-February 1998, Vol. 95, N° 1, pp. 27-36.

Shah S.P., (1990), "Experimental Methods for Determining fracture process zone and Fracture Parameters", Engineering Fracture Mechanics Vol. 35, N° 1/2/3, pp. 3-14.

Shah S.P., Swartz S.E., Ouyang C., (1995), "Fracture Mechanics of Concrete: Application of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and other Quasi-Brittle Materials", Wiley & Sons.

SIA 162/1, (1995), "Ouvrages en béton – Essais des Matériaux", Norme de la Société Suisse des Ingénieurs et Architectes (SIA), première version 1989, réimpression 1995, Zürich.

Slate F.O., (1983), "Microscopic Observation of Cracks in Concrete, with emphasis on Techniques developed and used at Cornell University", in *Fracture Mechanics of Concrete*, edited by F.H. Wittmann, Elsevier, pp. 85-93.

Slate F.O., (1983), "X-Ray technique for Studying Cracks in Concrete, with emphasis on Methods developed and used at Cornell University", in *Fracture Mechanics of Concrete*, edited by F.H. Wittmann, Elsevier, pp. 85-93.

Slate F.O., Hover K.C., (1984), "Microcracking in Concrete", *Fracture mechanics of Concrete: Material characterization and testing*, edited by A. Carpinteri and A.R. Ingraffea, Martinus Nijhoff, chapter 5, pp. 137-159.

Slate F.O., Olsefski S., (1963), "X-Rays for Study of Internal Structure and Microcracking of Concrete", *Journal of The American Concrete Institute* May 1963, pp. 575-588.

Slowik V., Wittmann F.H., (1992), "Fracture energy and strain softening of AAC", in *Advances in Autoclaved Aerated Concrete*, F.H. Wittmann (Ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 141-145.

Stalder B., (1985), "Techniques expérimentales d'étude de la rupture fragile: développements et application aux polymères", Thèse EPFL N° 586, Lausanne.

Stalder B., Béguelin P., Roulin-Moloney A.C., Kausch H.H., (1989), "The graphite gauge and its application to the measurement of crack velocity", *Journal of Materials Science* 24, pp. 2261-2274.

Staverman A. J., Schwarzl F., (1952a), "Thermodynamics of Viscoelastic Behaviour (Model Theory)", *Proc. Acad. Sci. Amst., Series B*, Vol. 55, pp. 474-485.

Staverman A. J., Schwarzl F., (1952b), "Non-equilibrium Thermodynamics of Viscoelastic Behaviour", *Proc. Acad. Sci. Amst., Series B*, Vol. 55, pp. 486-492.

Steiger T., Sadouki H., Wittmann F.H., (1995), "Simulation and Observation of the Fracture Process Zone", *Proceedings FRAMCOS-2*, F.H. Wittmann Ed., Aedificatio, pp. 157-167.

Sunderland H., Tolou A., Denarié E., Job L. Huet C., (1995), "Use of the Confocal Microscope to Study Pre-existing Microcracks and Crack Growth in Concrete", *Proceedings FRAMCOS-2*, F.H. Wittmann Ed., Aedificatio, pp. 239-248.

Terrien M., (1980), "Emission Acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction", *Bulletin de Liaison Labo. Ponts et Chaussées*, 105, pp. 65-72.

Toumi A., (1998), "Etude du Processus de Propagation de Fissures par Fatigue dans le Béton", Thèse de Doctorat, INSA-UPS, Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions, Toulouse.

Toumi A., Bascoul A., Turatzinse A., (1999), "Microscopical Observation of Mode I Crack Propagation in Concrete subjected to Fatigue", *Proceedings FRAMCOS-3*, F.H. Wittmann Ed., Aedificatio, pp. 625-634.

Trtik P., Bartos P.J.M., (1999), "Micromechanical Properties of Cementitious Composites", *Materiaux et Constructions* Vol. 32, June 1999, p 388-393.

Trunk B., Wittmann F.H., (1998), "Experimental investigation into the Size dependence of Fracture Mechanics Parameters", Proceedings FRAMCOS-3, F.H. Wittmann Ed., Aedificatio, pp. 1937-1948.

Tschegg E. (1991) "New equipment for fracture tests on concrete", Materialprüfung 33, 11-12, pp. 338-342.

Turatzinse A., (1992), "Caractérisation Microstructurale de la Fissuration des Bétons et Mortiers en Mode I de Propagation", Thèse de Doctorat, INSA-UPS, Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions, Toulouse.

Ulm F.J., Acker P., (1998), "Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons", Bulletin des Labo. Ponts et Chaussées, Spécial XX, pp. 73-82.

US Bureau of Reclamation, (1953), "A 10-Year Study of Creep Properties of Concrete", Concrete Laboratory Report N° SP-38, July 28, 1953.

Van Mier J.G.M., (1990), "Internal Crack Detection in Single Edge Notched Concrete Plates Subjected to Uniform Boundary Displacement", in Micromechanics of Failure of Quasi-Brittle Materials, Shah S.P., Swartz S.E., Wang M.L., Eds, Elsevier, pp. 33-42.

Van Mier J.G.M. , (1991), "Mode I Fracture of Concrete: Discontinuous Crack Growth and Crack Interface Grain Bridging", Cement and Concrete Research, Vol. 21, pp. 1-15.

Van Mier J.G.M., (1997), "Fracture processes of concrete: assessment of material parameters for fracture models", CRC press ISBN: 0-8493-9123-7.

Walraven J.C., (1980), "Aggregate Interlock: a theoretical and experimental analysis", PhD Thesis, Delft University Press, 1980.

Wang J., (1987), "Study on the Structure and Properties of Interface Layer between Hardened Portland Cement Paste and Limestone Aggregates", in Journal of Chinese Silicate Society, 15(2), pp. 141-121 (in Chinese with abstract in English).

Wang J., (1994), "Development and Application of a Micromechanics-based Numerical Approach for the Study of Crack propagation in Concrete", Thèse EPFL N° 1233, Lausanne.

Wittmann F.H., (1968), "Surface tension shrinkage and strength of hardened cement paste", Matériaux et Constructions Vol. 1, N° 6, pp. 547-552.

Wittmann F.H., (1982), "Creep and Shrinkage Mechanisms", in Creep and Shrinkage in Concrete Structures, Z.P. Bažant and F.H. Wittmann Eds., J.Wiley & Sons, pp. 129-161.

Wittmann F.H., (1983a), "Structure and Mechanical Properties of Concrete", in The Architectural Reports of the Tohoku University, N° 22, pp. 93-112.

Wittmann F.H., (1983b), "Structure of Concrete with respect to Crack Formation", in Fracture Mechanics of Concrete, edited by F.H. Wittmann, Elsevier, pp. 43-74.

Wittmann F.H., Roelfstra P.E., Mihashi H., Huang Y.Y., Zhang X.H., Nomura N., (1987), "Influence of age of loading, water-cement ratio and rate of loading on fracture energy of concrete", Matériaux et Constructions 20, pp. 103-110.

Wittmann F.H., Rokugo K., Brühwiler E., Mihashi H., Simonin P., (1988), "Fracture energy and strain softening of concrete as determined by means of compact tension specimens", Matériaux et Constructions 21, pp. 21-32.

Wittmann F.H., Sadouki H., Steiger T., (1993), "Experimental and Numerical Study of Effective Properties of Composite Materials", in *Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites*, C. Huet (Ed.), Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, pp. 59-80.

Zhou, F. P., (1992), "Time dependent crack growth and fracture in concrete", Doctoral Thesis, Report TVBM-1011, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Sweden.

Annexe I Validation de l'essai de fendage

AI.1 Enduit d'étanchéité

Les éprouvettes ont été traitées avec un enduit de type traitement de cure pour le béton, de marque "Mastercure 112[®]" fourni par la société MBT – Meynadier. Il s'agit d'une émulsion huileuse de couleur blanchâtre, à base de paraffine (densité à 20°C: environ 1 kg/dm³). Cette protection de surface est habituellement utilisée pour le traitement de cure des surfaces de béton durci. Sa durée de vie (efficacité) est supérieure à une semaine. Elle ne provoque pas d'effets de renforcement local de la surface du béton contrairement à une feuille d'aluminium collée ou à un vernis pelable qui sont les solutions traditionnellement utilisées pour empêcher le séchage du béton

Pour vérifier l'efficacité de ce traitement de cure, on a mesuré, dans la même configuration expérimentale, l'évolution des déplacements mesurés par les capteurs fixés sur 3 types d'éprouvettes de fendage ayant la même rigidité, le même équipement et la même mise en place: béton avec enduit épaisseur 97 mm, béton sans enduit épaisseur 97 mm et aluminium sans enduit, épaisseur 48 mm. Les 3 Figures ci-dessous donnent les résultats de ces mesures pour:

- Béton sans enduit: 1 essai
- Béton avec enduit: 5 essais
- Aluminium sans enduit: 3 essais

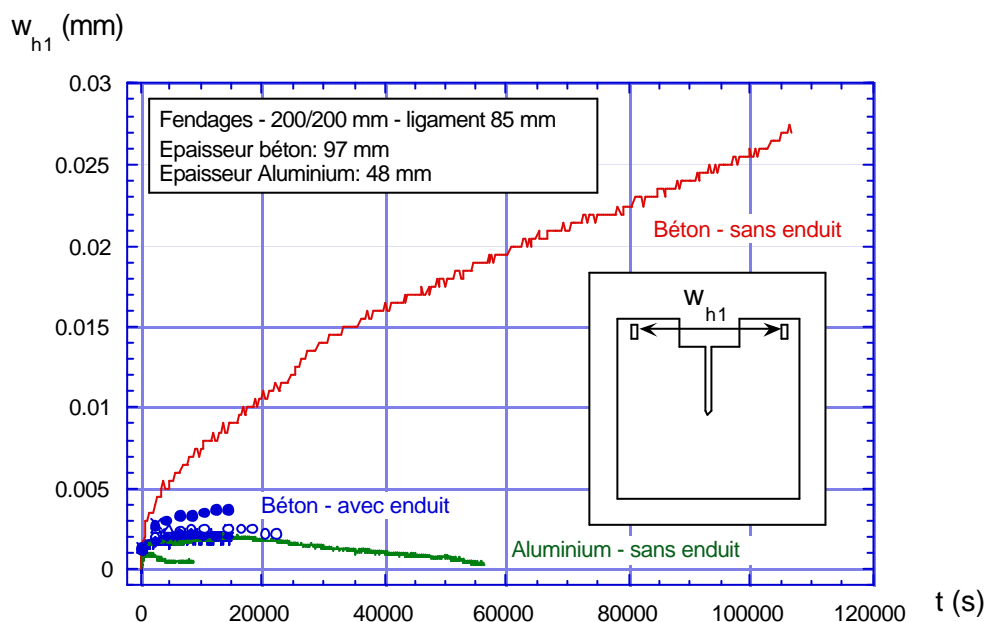


Figure 154: Fendage par coin, vérin au repos, éprouvettes en béton avec et sans enduit d'étanchéité, et en aluminium. Variation du déplacement w_{h1} en fonction du temps.

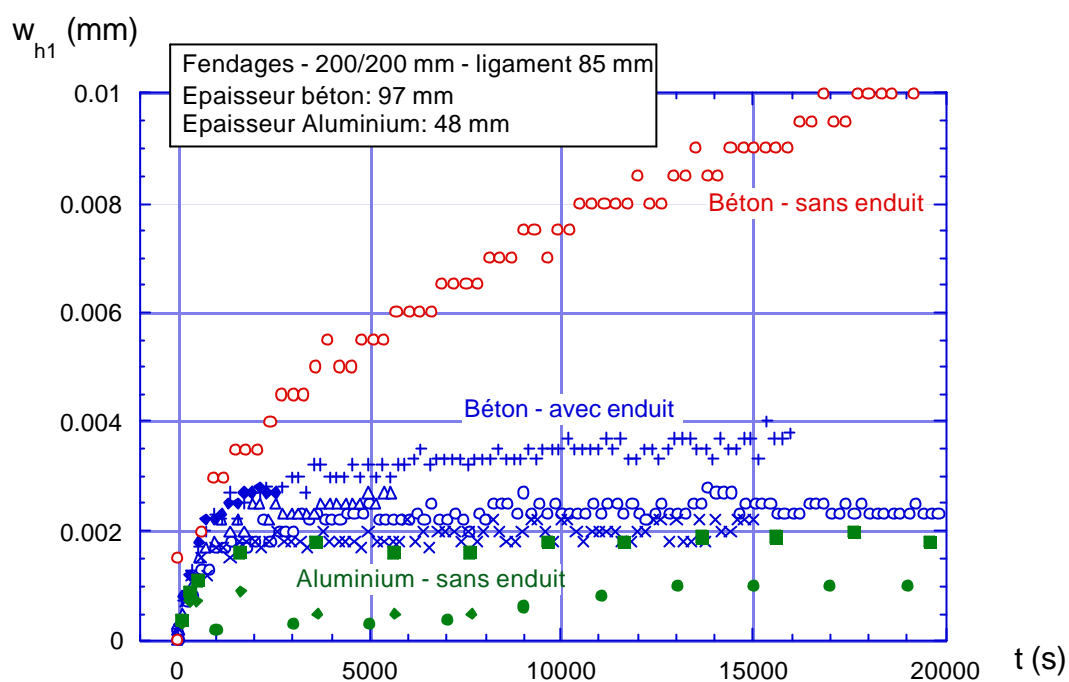


Figure 155: idem Figure 154, détail pour des temps jusqu'à 20000 secondes.

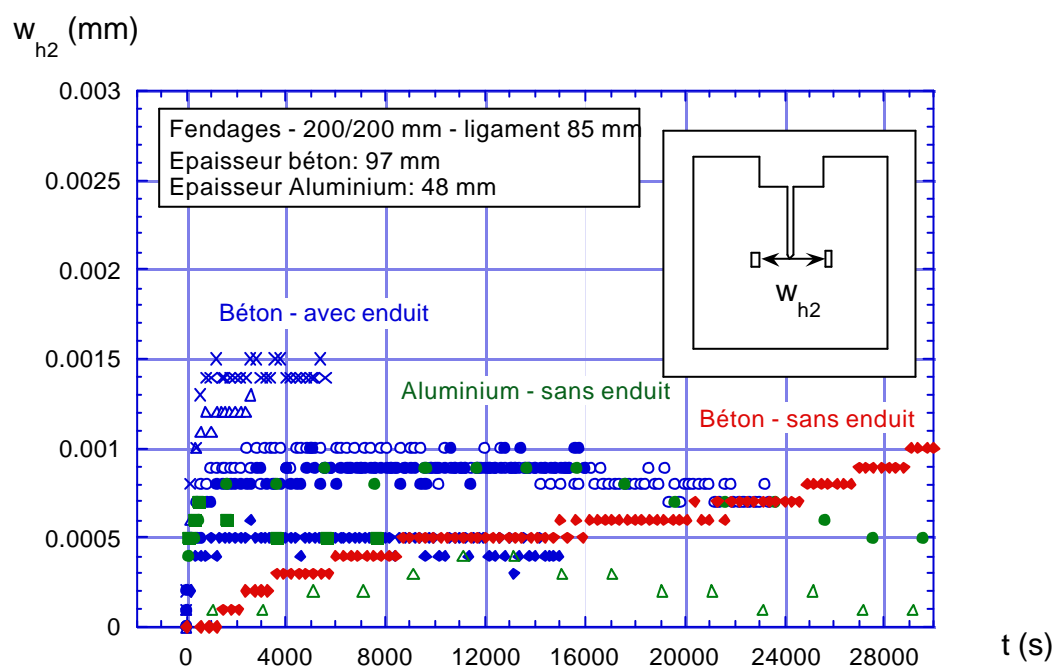


Figure 156: idem Figure 155, déplacement w_{h2} en fond d'entaille.

AI.2 Mesures de rigidité du système expérimental

Divers essais avec tout ou partie du système de fendage par coin ont été effectués, sans éprouvette, pour déterminer les bornes de rigidité du système expérimental.

Dans le premier cas, on a testé la rigidité du dispositif expérimental complet avec traverse équipée des coins et plaque d'appui métallique selon la Figure 42. On a placé les coins directement au contact de l'appui inférieur sans éprouvette et mesuré une rigidité de 35 kN/mm, sur la base de la force et du déplacement mesurés par les capteurs du vérin. Cette rigidité comprend la part de déformation du cadre d'appui du vérin.

Dans le deuxième cas, on a retiré tout le dispositif de fendage selon la Figure 42, et on l'a remplacé par une série de blocs de béton de hauteur équivalente. Ces blocs reposaient directement sur la console d'appui inférieure, selon la Figure 43. La tête du vérin prenait appui directement sur leur face supérieure. La rigidité mesurée dans ce cas sur la base des mesures des capteurs du vérin valait également 35 kN/mm.

La Figure 157 ci-dessous illustre le comportement observé, P_v désigne la force mesurée par la cellule du vérin et traverse désigne le déplacement mesuré par le capteur du vérin.

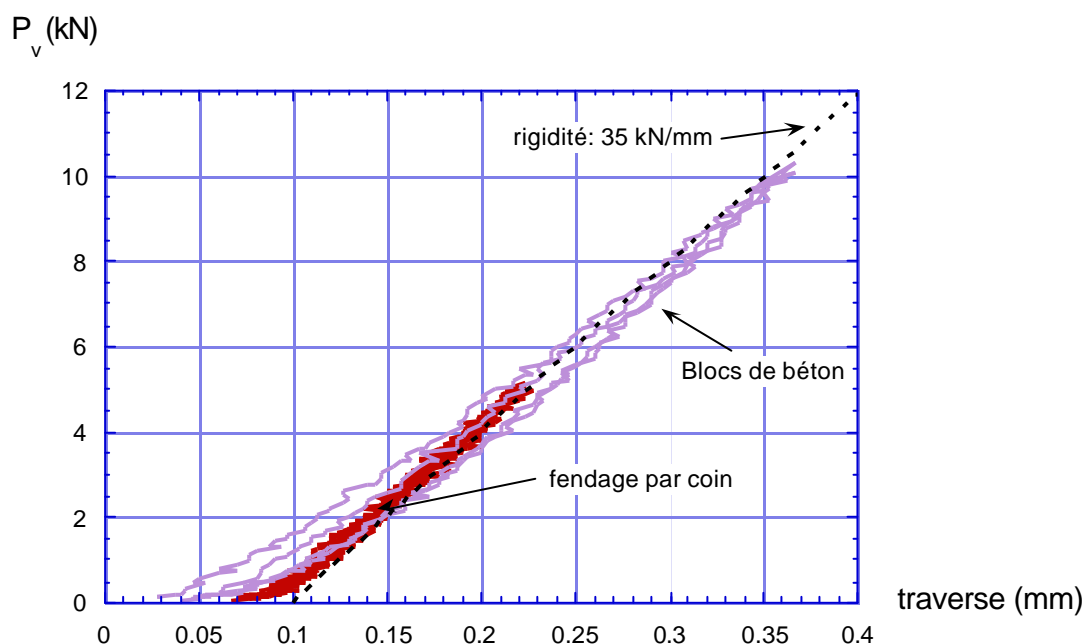


Figure 157: Mesures de rigidité du système expérimental.

On constate donc que la rigidité du bâti seul est la même que celle du système complet de fendage. En tenant compte de l'effet du coin sur la rigidité apparente de l'essai de fendage, on trouve une valeur de $35 \times 1.866 = \underline{65 \text{ kN/mm}}$ qui est proche de celle donnée par Brühwiler (1988) pour une machine d'essai assez rigide soit environ 70 kN/mm (Machine Instron 500 kN), avec le même dispositif expérimental de fendage par coin.

Ceci démontre que la déformabilité des éléments constitutifs de l'essai est négligeable et que la raideur du système est gouvernée par celle du cadre de support du vérin.

AI.4 Essai de dérive des capteurs de déplacement

La Figure 158 ci-dessous illustre la dérive pure en fonction du temps du signal fourni par un boîtier amplificateur TESA MODUL relié à 2 capteurs, utilisés par la suite pour les essais. Les 2 capteurs sont fixés en parallèle sur le chariot mobile d'un bâti d'étalonnage. Le chariot est immobilisé pendant toute la durée de l'essai. On constate que sur 24 heures, le signal des 2 capteurs oscille autour d'une valeur moyenne d'environ $0.25\ \mu\text{m}$, avec une amplitude d'environ $0.91\ \mu\text{m}$. On peut donc admettre que sur 24 heures, une précision de $1\ \mu\text{m}$ est assurée. Cette précision est suffisante pour les mesures effectuées sur cette durée. Une dérive purement électronique du signal devrait conduire à une variation monotone de la réponse observée, contrairement à ce qui est observé ici. Les oscillations autour de la position moyenne sont probablement dues, sur cette gamme de temps, à des effets de variations de température dans le local d'essai. Des mesures de température effectuées sur des durées similaires, dans le même local, dans les mêmes conditions montrent une variation de température d'amplitude inférieure à $2\ ^\circ\text{C}$ ($\pm 1^\circ\text{C}$), qui pourrait suffire à expliquer les variations de déplacement observées.

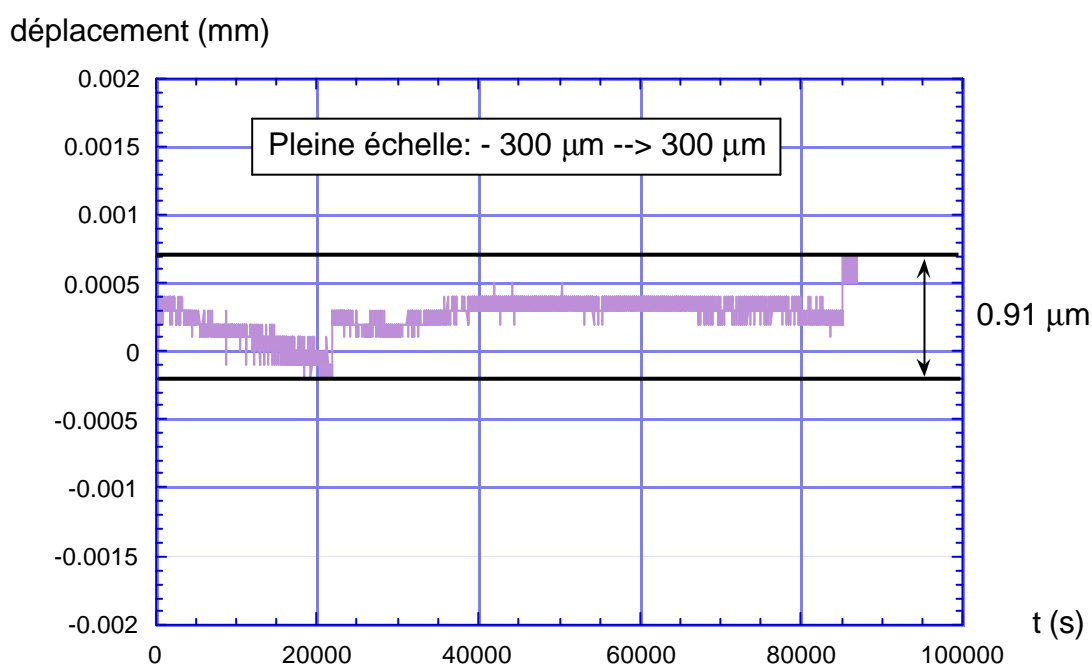


Figure 158: Essai de dérive des capteurs de déplacement – sur bâti d'étalonnage (réglage pleine échelle: $\pm 300\ \text{mm} = \pm 2\ \text{V}$).

AI.3 Essais de fendage par coin sur une éprouvette en alliage d'aluminium

Pour vérifier la fiabilité de l'essai de fendage par coin pour les essais envisagés et déterminer les domaines de variabilité des grandeurs mesurées au cours de chaque type d'essai, on a utilisé une éprouvette témoin en alliage d'aluminium (anticorodal 112) dont la géométrie a été choisie de manière à présenter la même rigidité que les éprouvettes de béton à tester. Le Tableau 17 ci-dessous résume les propriétés comparées des éprouvettes de fendage en béton et en aluminium (module d'élasticité de l'alliage d'aluminium donné par le fabricant).

Matériau	Hauteur [mm]	Ligament [mm]	Largeur [mm]	Epaisseur [mm]	Module d'élasticité [N/mm ²]
Béton 0/8	200	85	200	97	$\cong 35000$
Anticorodal 112	200	85	200	48	70000

Tableau 17: propriétés comparées des éprouvettes en béton et alliage d'aluminium.

La Figure 159 ci-dessous montre l'éprouvette témoin de fendage par coin en alliage d'aluminium, entièrement équipée.

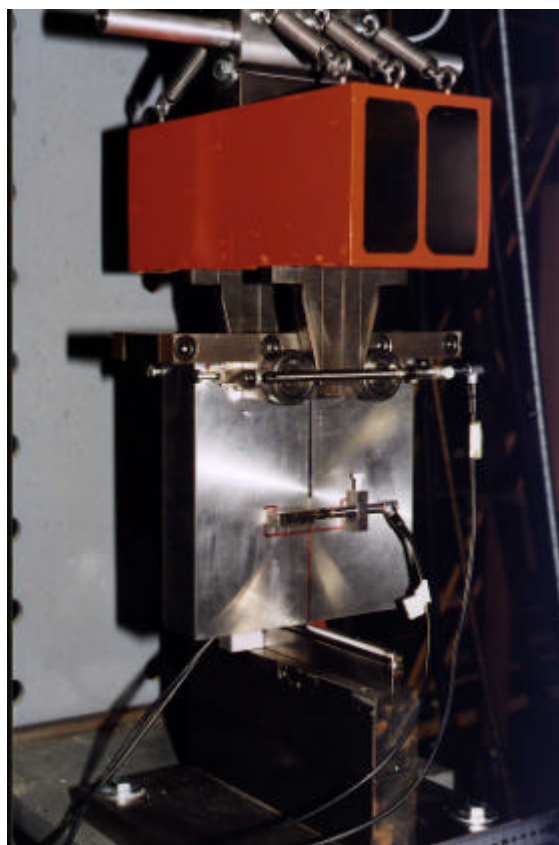


Figure 159: Éprouvette témoin en alliage d'aluminium.

La position des supports des capteurs et la mise en place des capteurs eux-mêmes est identique à celle des éprouvettes en béton. Cinq types d'essais de validation ont été effectués, correspondant aux essais prévus pour le béton.

- Essai de dérive des déplacements après mise en place des capteurs, vérin au repos.
- Sollicitation cycliques triangulaires.
- Sollicitations cycliques (rampe-palier-rampe) en déplacement imposé (contrôle w_{h1} et traverse).
- Paliers de relaxation successifs à des niveaux de sollicitation croissants (contrôle w_{h1} et traverse).
- Paliers de fluage successifs à des niveaux de sollicitation croissants.

Les résultats des ces essais sont donnés dans ce qui suit.

- a) Les 3 Figures ci-dessous montrent les résultats des mesures de déplacement en fonction du temps, vérin au repos. Les éprouvettes sont placées dans les mêmes conditions expérimentales que lors d'un essai avec vérin actif. L'enregistrement démarre immédiatement après que l'éprouvette ait été entièrement équipée. Les essais représentés sont les suivants:

- Aluminium: 1 seule éprouvette, avec trois différents essais de mise en place
- Béton sans enduit: 1 seule éprouvette avec 1 seule mise en place
- Béton avec enduit: 5 éprouvettes issues d'une même gâchée (N° M12122, M12123, M12126, M12127), testées au même âge, avec 1 seule mise en place

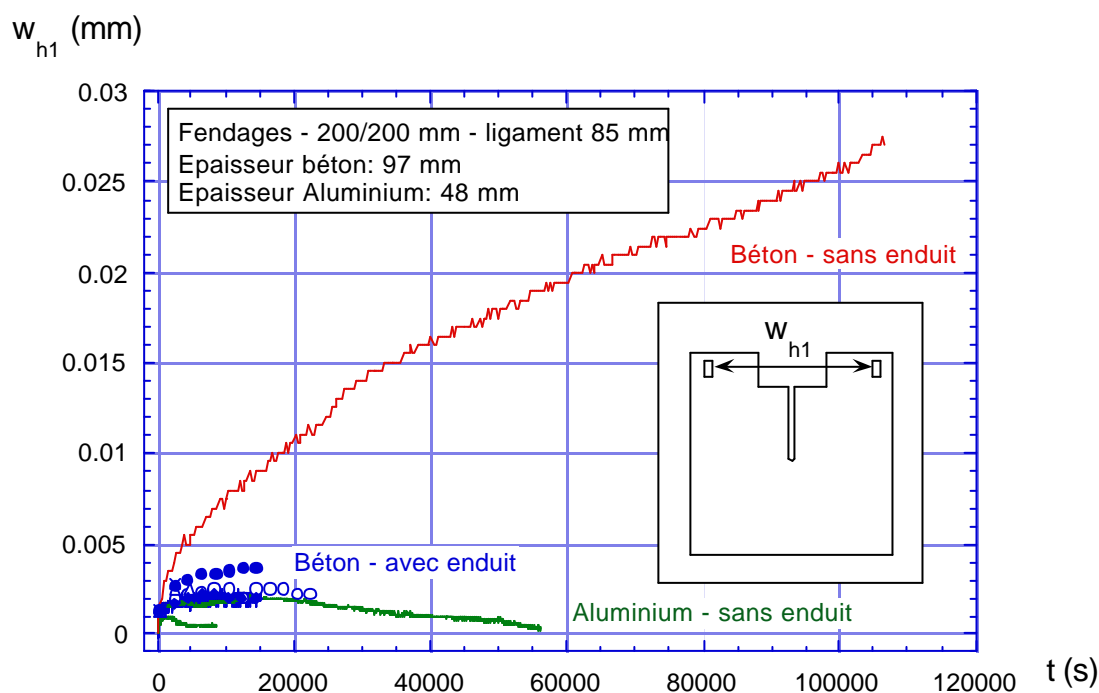


Figure 160: Test de dérive des capteurs – vérin au repos, en fonction du matériau et du traitement de surface. Déplacement w_{h1} fonction du temps, vue d'ensemble.

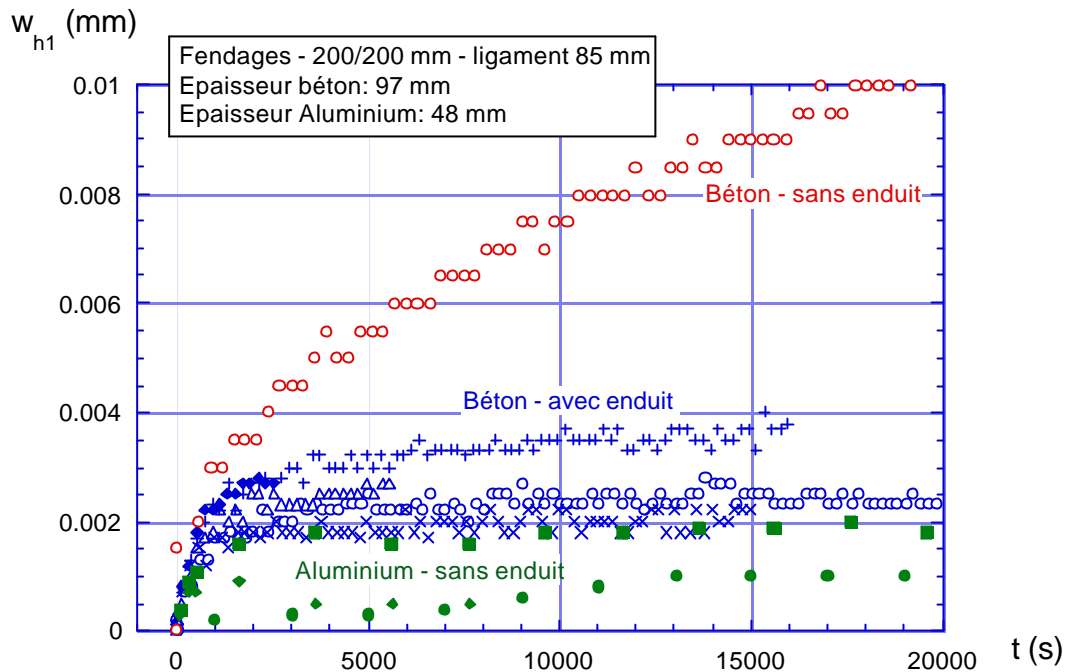


Figure 161: idem Figure 160, détail pour des temps de 0 à 20000 s.

b) Les 3 Figures ci-dessous illustrent la réponse de l'éprouvette témoin en aluminium à une sollicitation cyclique de type triangulaire en contrôle de déplacement w_{h1} dans l'axe de la force de fendage. Les 3 Figures sont issues du même essai. La Figure 162 montre la linéarité de la réponse dans le temps. La Figure 163 montre l'absence d'hystérésis dans les courbes Force F_h - déplacement w_{h1} lors des cycles.

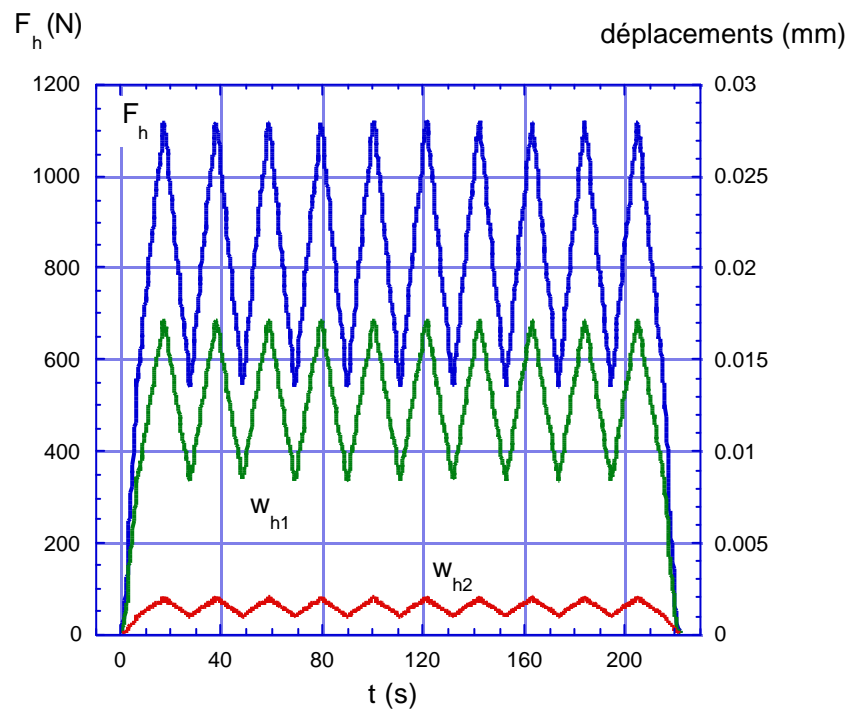


Figure 162: Essais cycliques, programme type triangulaire, contrôle w_{h1} , diagramme Force – déplacements – temps.

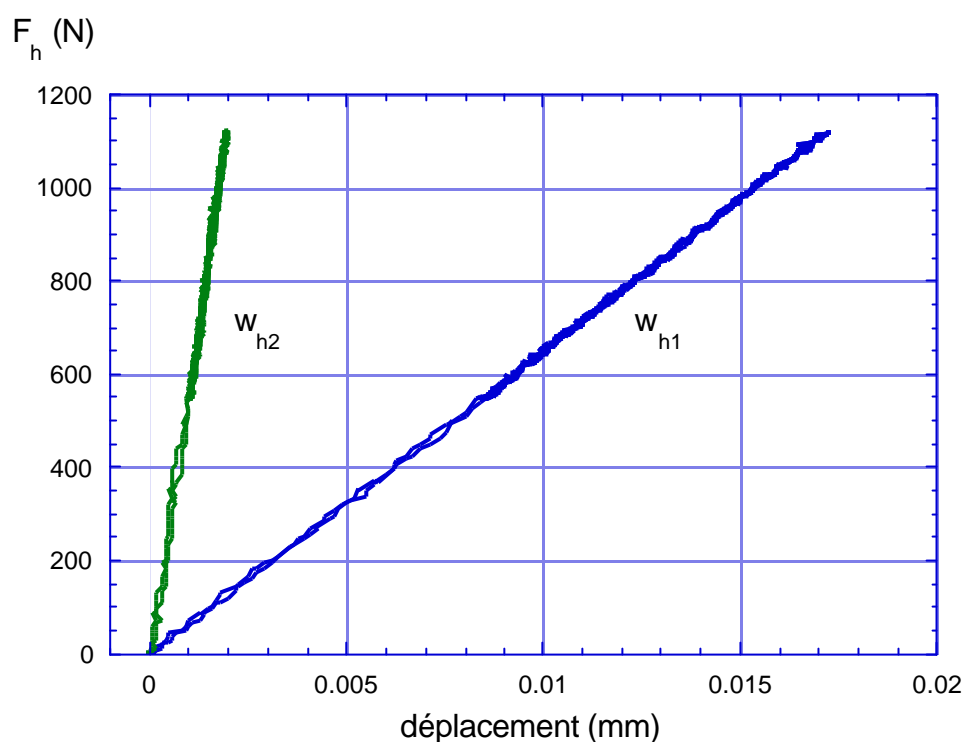


Figure 163: Essais cycliques, programme triangulaire, contrôle w_{h1} , diagramme Force déplacements.

- c) Les 2 Figures ci-dessous montrent la réponse du système expérimental avec une éprouvette témoin en aluminium soumise à des cycles (rampe-palier-rampe) en contrôle de déplacement local w_{h1} et en contrôle de traverse.

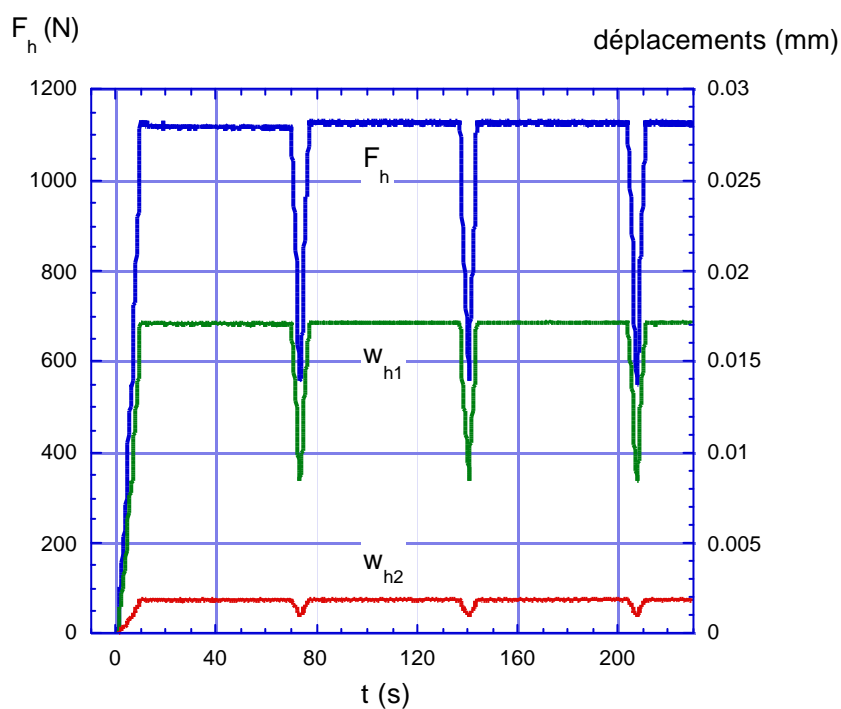


Figure 164: Eprouvette témoin aluminium. Cycles rampe-palier-rampe, contrôle w_{h1} .

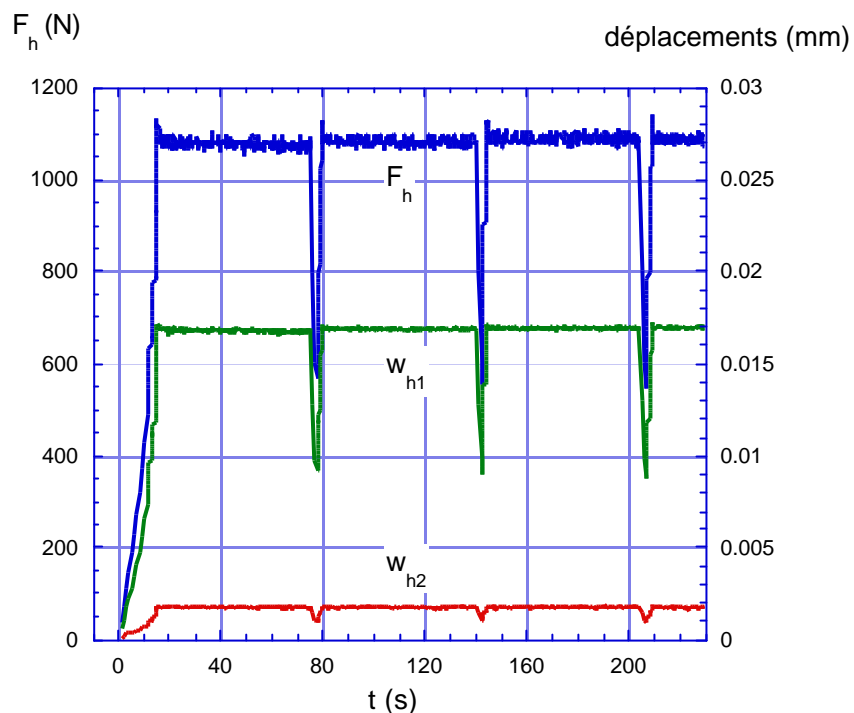


Figure 165: Epreuve témoin en aluminium. Cycles rampe-palier-rampe, contrôle traverse.

- d) Les 8 Figures suivantes illustrent la réponse du système avec une éprouvette témoin en aluminium soumise à des paliers de relaxation successifs, de niveau de sollicitation croissant, similaires aux paliers prévus pour les éprouvettes en béton. Deux modes de contrôle ont été testés: contrôle de déplacement mesuré sur l'éprouvette et contrôle de traverse.

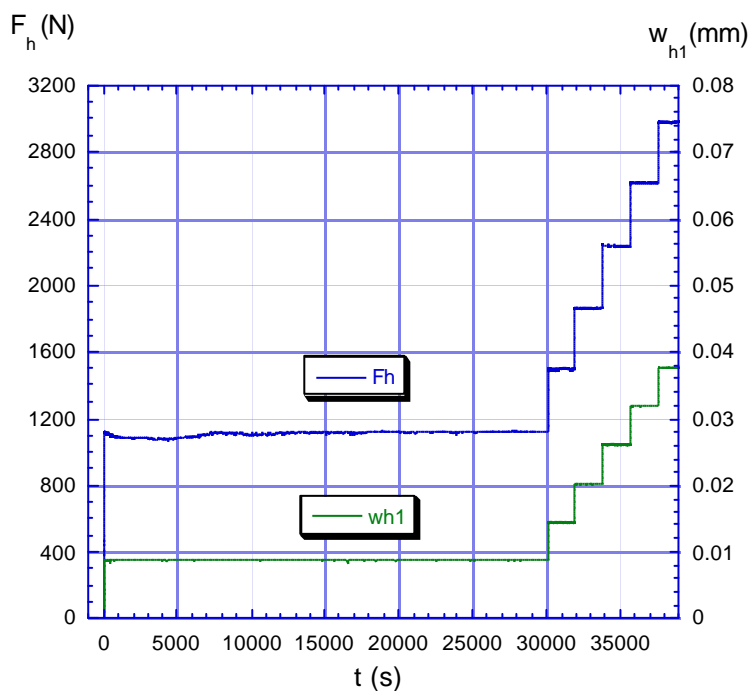


Figure 166: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1^{er} palier de longue durée, contrôle w_{h1} . Diagramme Force et déplacement w_{h1} fonction du temps.

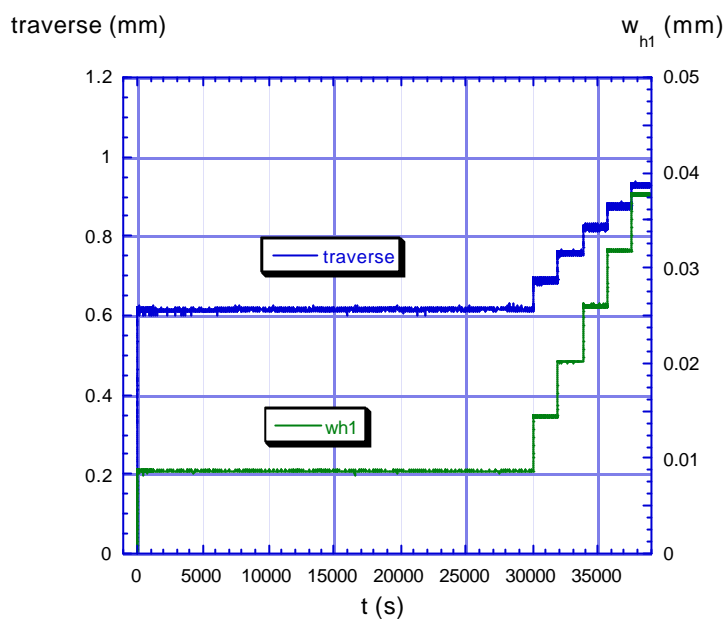


Figure 167: Eprouvette témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1^{er} palier de longue durée, contrôle w_{h1} . Diagramme déplacements traverse et w_{h1} fonction du temps.

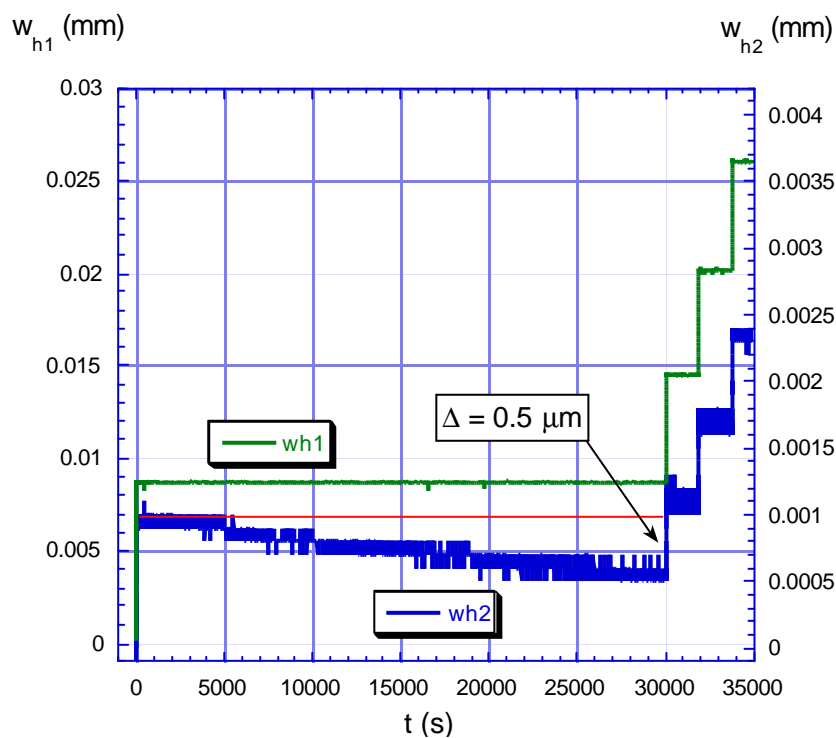


Figure 168: Eprouvette témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1^{er} palier de longue durée, contrôle w_{h1} . Diagramme déplacements w_{h1} et w_{h2} fonction du temps.

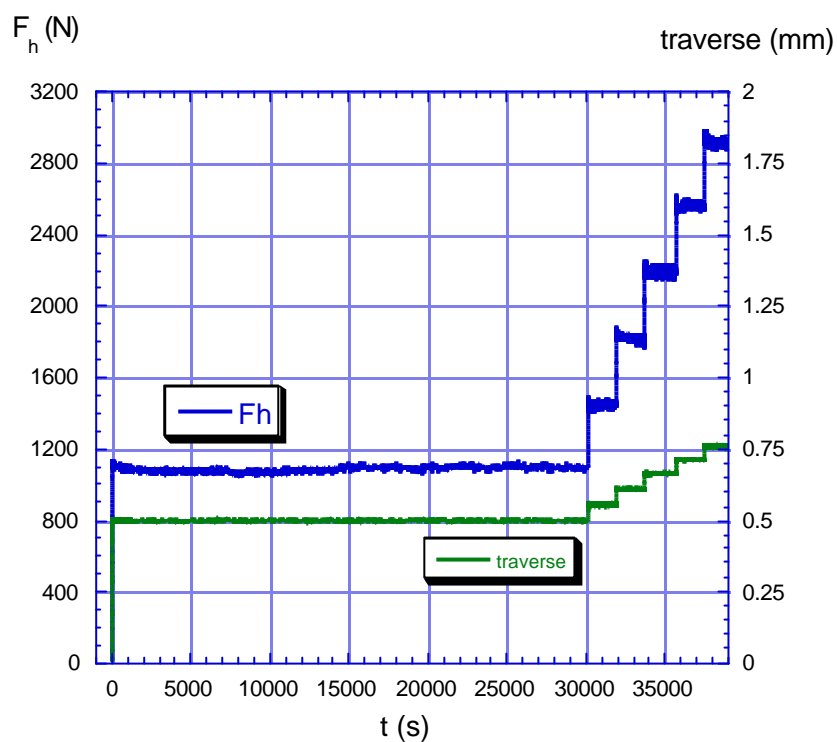


Figure 169: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1^{er} palier de longue durée, contrôle traverse. Diagramme Force et déplacement traverse fonction du temps.

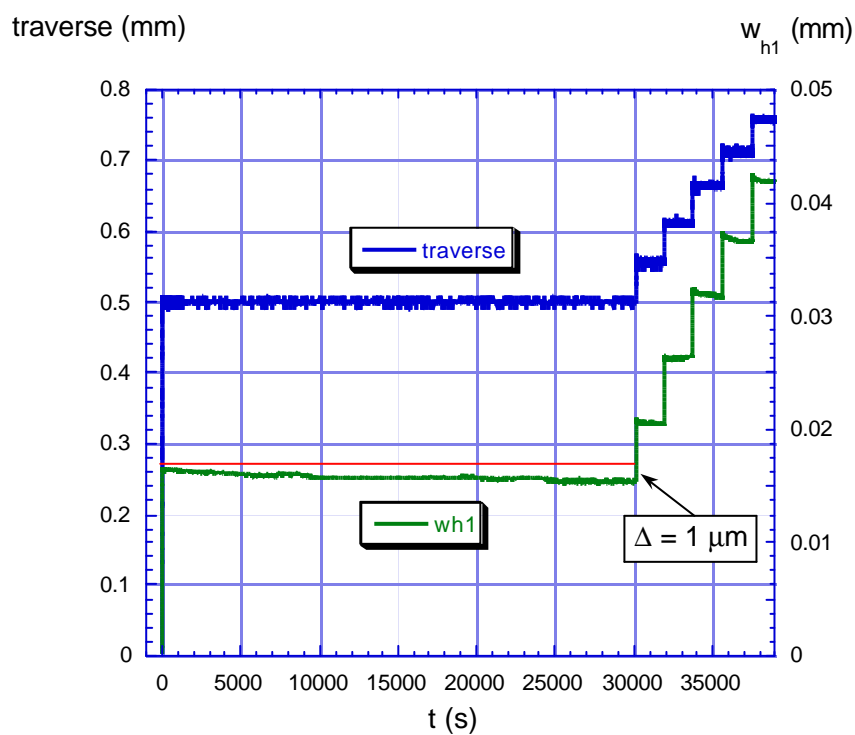


Figure 170: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1^{er} palier de longue durée, contrôle traverse. Diagramme déplacements w_{h1} et traverse fonction du temps.

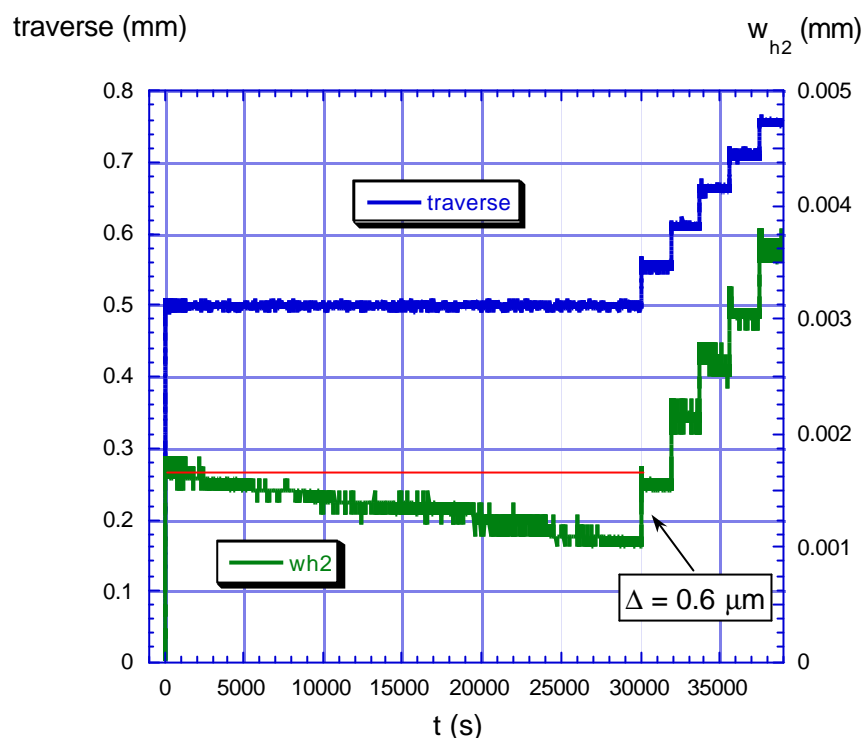


Figure 171: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de relaxation successifs. 1^{er} palier de longue durée, contrôle traverse. Diagramme déplacements w_{h2} et traverse

e) Les 2 diagrammes suivants montrent la réponse du système expérimental avec une éprouvette témoin en aluminium soumise à des paliers de fluage successifs, sollicitations croissantes.

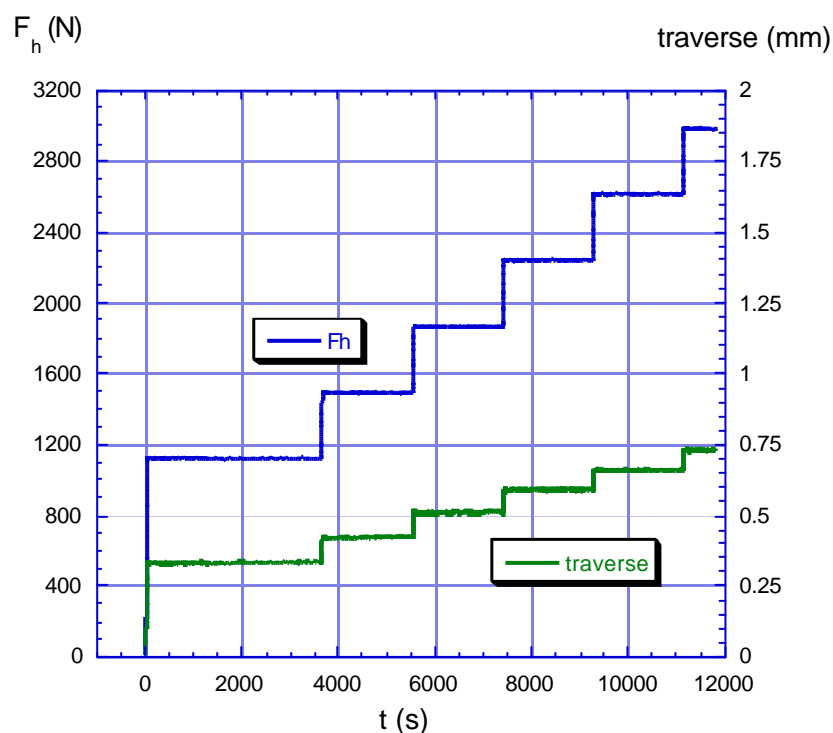


Figure 172: Epreuve témoin en aluminium. Paliers de fluage successifs, sollicitations croissantes. Force et déplacement traverse fonction du temps.

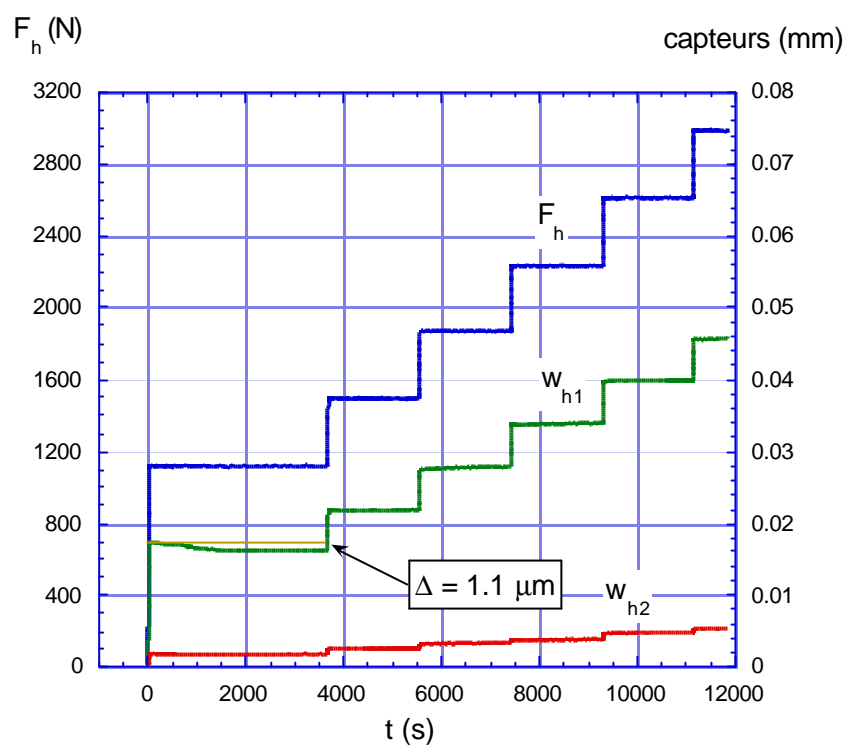


Figure 173: Eprouvette témoin en aluminium. Paliers de fluage successifs, sollicitations croissantes. Déplacements traverse, w_{h1} , w_{h2} fonction du temps.

Annexe II Détermination des relations type LEFM pour le fendage par coin

AII.1 Méthode et outils numériques

On procède par similitude avec les relations connues pour les éprouvettes de type CT, Murakami (1987). La Figure 174 ci-dessous illustre la similitude géométrique des 2 types d'éprouvettes.

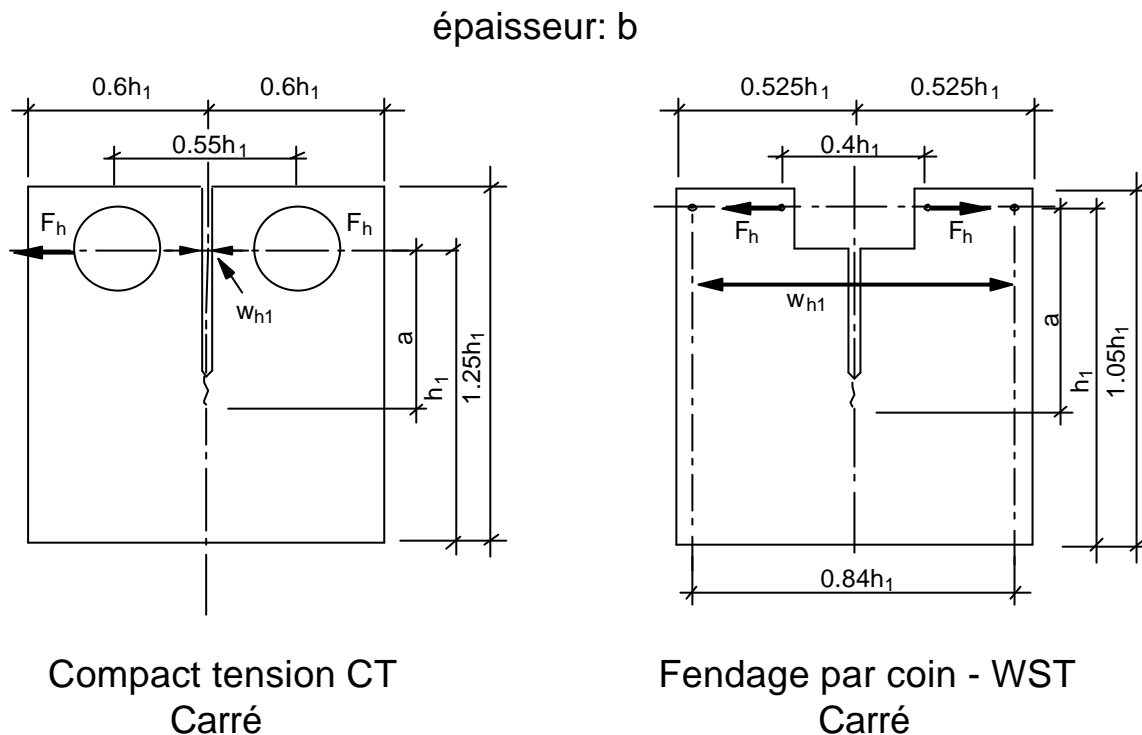


Figure 174: Comparaison CT – fendage par coin, avec paramètres géométriques.

Procédure:

- calcul par éléments finis de la complaisance et du facteur d'intensité de contrainte en fonction de la longueur de fissure pour différentes valeurs de a/h_1 (taille de base).
- calcul similaire pour d' autres tailles, homothétiquement.
- ajustement des paramètres de fonctions polynomiales ayant la même forme que pour l'éprouvette CT
- vérification (calcul inverse).

Les calculs par éléments finis sont effectués avec les 2 programmes présentés au § 7. Modélisation.

AII.2 Ajustement des fonctions et résultats

Les formules pour l'éprouvette CT - ASTM, avec $a = \frac{a}{h_1}$, sont les suivantes d'après Murakami (1987):

$$K_I = \frac{F_h}{b\sqrt{h_1}} \cdot f_1(a) \quad \text{et} \quad f_1(a) = \frac{(2+a)}{(1-a)^{1.5}} (k_1 + k_2 a + k_3 a^2 + k_4 a^3 + k_5 a^4) \quad (47)$$

$$C_1 = \frac{w_{hl}}{F_h} = \frac{V_1(a)}{b.E} \quad \text{et} \quad V_1(a) = \frac{(1+a)^2}{(1-a)^2} (l_1 + l_2 a + l_3 a^2 + l_4 a^3 + l_5 a^4 + l_6 a^5) \quad (48)$$

Les 2 Tableaux ci-dessous donnent les valeurs des paramètres k_i (Tableau 18) pour l'éprouvette CT d'après Murakami (1987), et l_i (Tableau 19) pour le fendage par coin selon Figure 174, par ajustement-régression non-linéaire à partir des résultats des calculs par éléments finis.

Eprouvette	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5
CT	0.886	4.64	-13.32	14.72	-5.6
Fendage	-1.4059	18.024	-41.218	39.469	-13.604

Tableau 18: coefficients de la fonction $f_1(a)$.

Eprouvette	l_1	l_2	l_3	l_4	l_5	l_6
CT	2.163	12.219	-20.065	-0.9926	20.609	-9.9314
Fendage	479.657	-3258.492	8899.099	-12094.502	8171.054	-2194.729

Tableau 19: coefficients de la fonction $V_1(a)$.

Limitations: CT: a/h_1 entre 0.4 et 0.9, Fendage par coin: a/h_1 entre 0.553 et 0.97.

Il est également utile de pouvoir calculer directement la longueur de fissure équivalente pour une complaisance donnée, ce qui revient à traiter l'équation inverse de l'équation (48). Pour conserver la généralité, on choisi une formulation adimensionnelle fonction de $V_1(\alpha)$.

A partir des résultats des calculs par éléments finis on a représenté dans la Figure 175 ci-dessous l'allure de la fonction $a/h_1 = f(V_1(a/h_1))$:

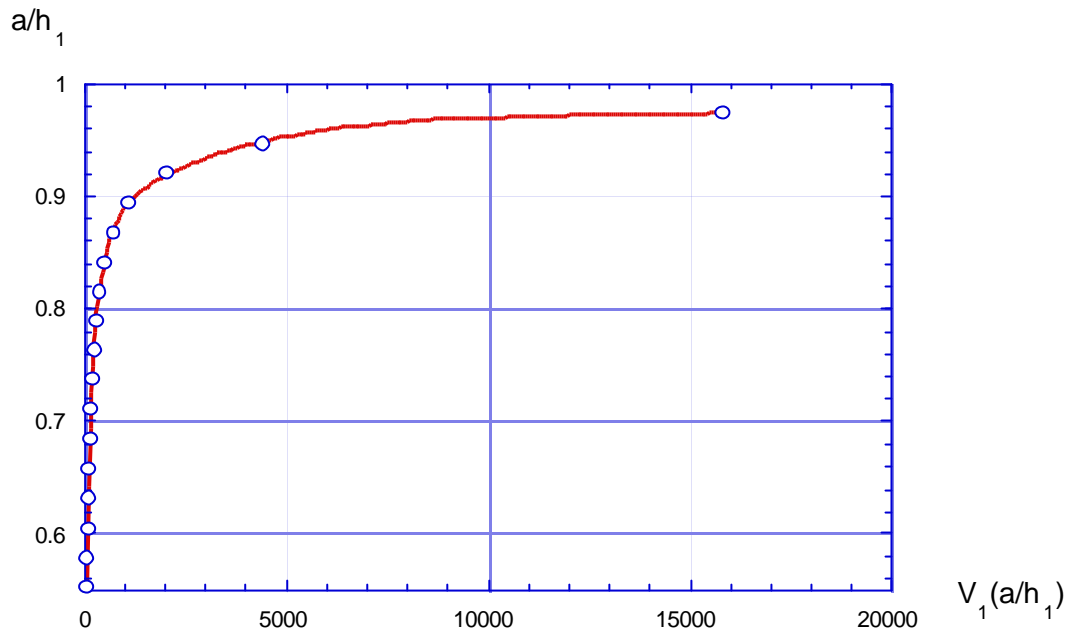


Figure 175: Représentation de la fonction inverse de calibrage de la complaisance pour le fendage carré – formulation directe générale (d'après calculs MERLIN).

Ce type de variation asymptotique très rapide se laisse bien représenter par une formulation mathématique inspirée d'une série de Prony:

$$a / h_1 = m_1 * (1 - m_2 e^{-m_3 \cdot V_1(a/h_1)} - m_4 e^{-m_5 \cdot V_1(a/h_1)} - m_6 e^{-m_7 \cdot V_1(a/h_1)}) \quad (49)$$

Par une régression non-linéaire, on trouve les coefficients m_i donnés dans le Tableau 20 ci-dessous. Ces coefficients correspondent à la courbe d'ajustement tracée en rouge sur la Figure 175 ci-dessus:

m_1	m_2	m_3	m_4	m_5	m_6	m_7
0.97419	0.4471	0.022289	0.22414	0.0034783	0.1093	0.00032565

Tableau 20: coefficients de a/h_1 fonction de $V_1(a)$.

L'avantage de cette formulation est qu'elle permet de trouver directement la longueur de fissure élastique équivalente pour une complaisance donnée, sans avoir à résoudre d'équation non-linéaire.

REMARQUE: Toutes les équations ci-dessus ont été établies sur la base de calculs par éléments finis pour des valeurs de a/h_1 comprises entre 0.553 et 0.971. Leur validité a été testée avec succès pour des éprouvettes homothétiques de tailles variables. L'ajustement des paramètres étant particulièrement critique pour de valeurs de a/h_1 basses, l'erreur augmente très rapidement si a/h_1 diminue en dessous de 0.553. Toutefois, la méthode générale reste valable et au cas où des valeurs de a/h_1 inférieures à 0.553 devraient être employées, il suffirait de faire un calcul par éléments finis pour les longueurs de ligament nécessaires et de refaire un ajustement de paramètres sur la base des formes générales de fonctions proposées.

Annexe III Validation de la jauge graphite

AIII.1 Mesures sur éprouvettes de fendage par coin en béton

Cinq éprouvettes (M141, M142, M143, M144, M145) issues de la même gâchée (N° 4), âgées de 162 jours ont été testées. Chaque éprouvette munie d'une jauge de fissure en graphite a été soumise au même programme d'essai, soit 10 cycles, en contrôlant le déplacement w_{h1} (vitesse: 0.050 mm/minute). La Figure 176 ci-dessous illustre le programme de sollicitation pour une des éprouvettes testées:

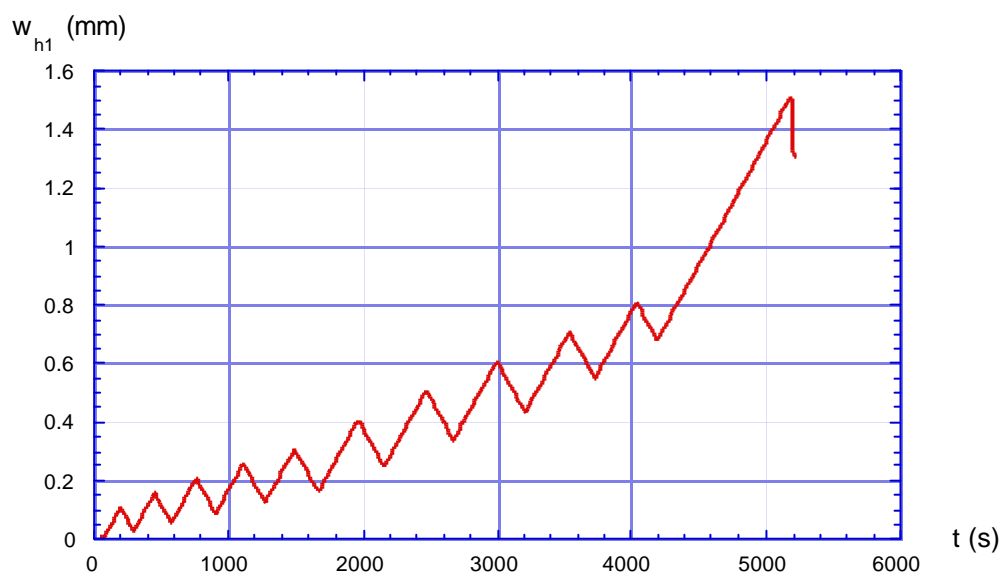


Figure 176: programme d'essai, éprouvette M141.

La Figure 177 ci-dessous montre la courbe force-déplacement correspondante pour l'éprouvette M141, avec les N° des cycles:

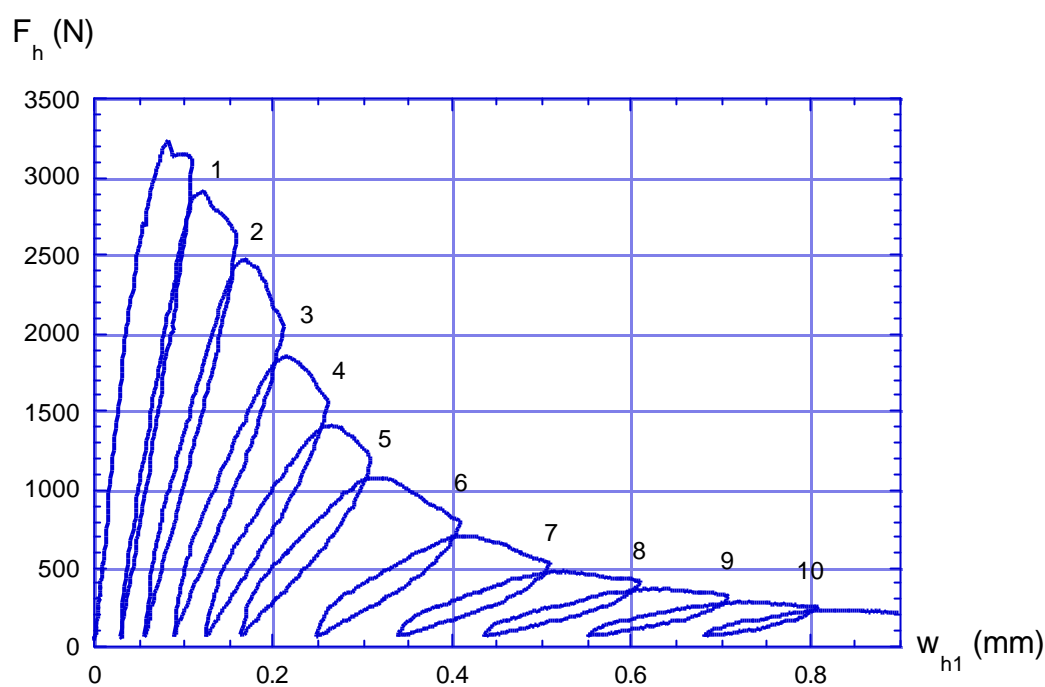


Figure 177: Epreuve M141, Courbe force – déplacement w_{h1} .

La Figure 178 ci-dessous montre la longueur de fissure en fonction du déplacement pour l'épreuve M141

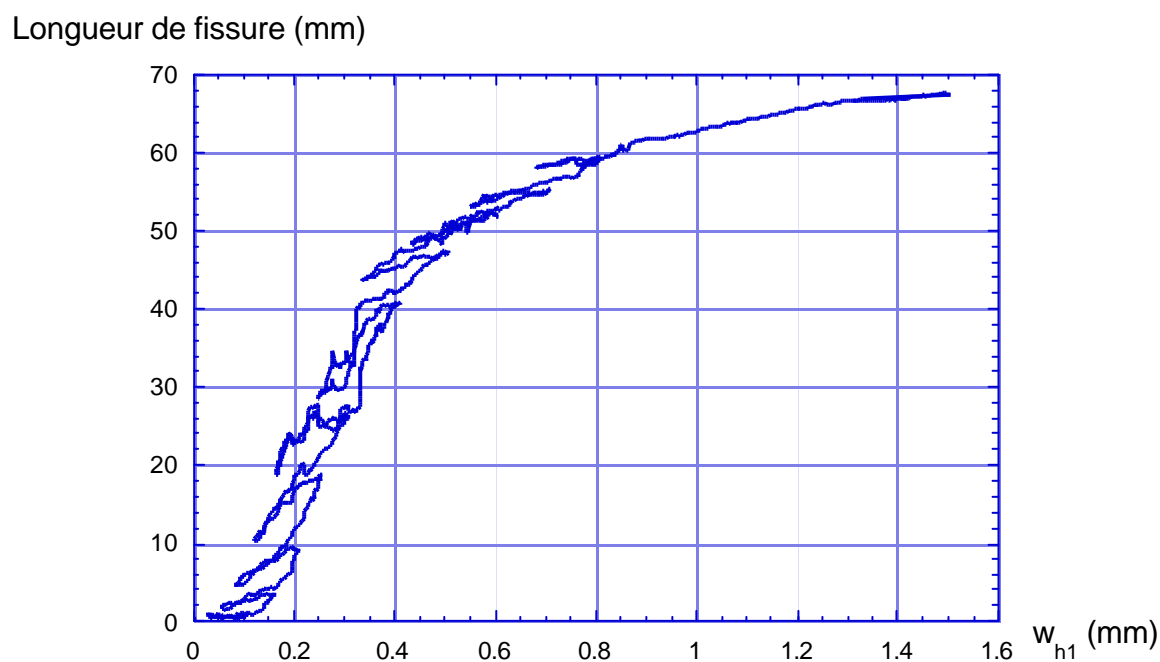


Figure 178: Epreuve M141, longueur de fissure en fonction du déplacement w_{h1} .

La Figure 179 ci-dessous montre, pour toutes les éprouvettes testées la longueur de fissure déduite des mesures de la jauge graphite, en fonction du temps alors que la Figure 180 montre, également pour toutes les éprouvettes testées, la longueur de fissure mesurée par la jauge graphite en fonction du déplacement imposé w_{h1} . On notera sur les 2 Figures le recul de la longueur de fissure qui accompagne le recul du déplacement imposé w_{h1} .

Longueur de fissure (mm)

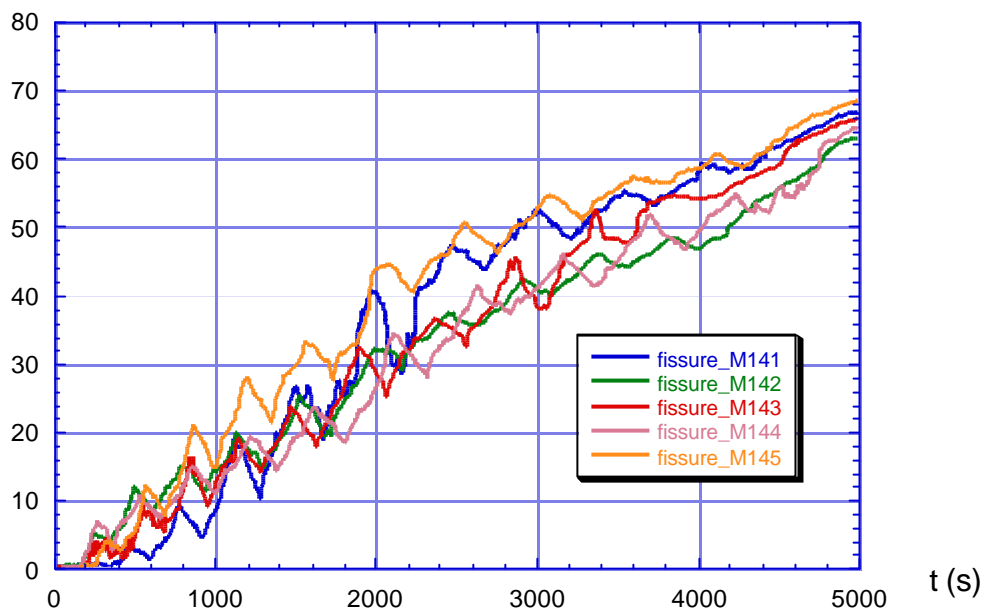
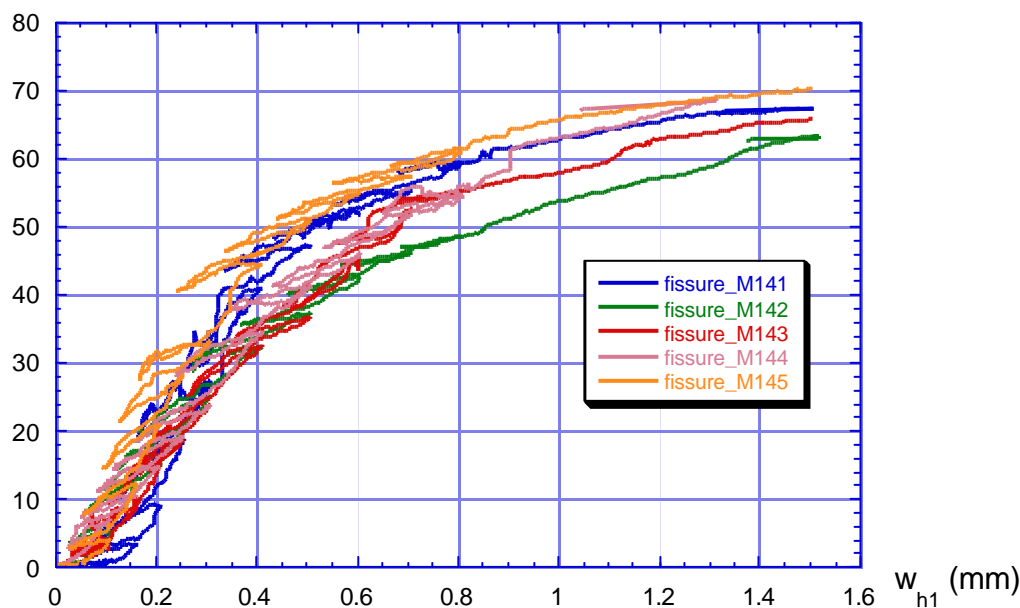


Figure 179: Eprouvettes 1 à 5, longueur de fissure en fonction du temps.

Longueur de fissure (mm)

Figure 180: Eprouvettes 1 à 5, longueur de fissure mesurée par la jauge graphite en fonction du déplacement imposé w_{h1} .

AIII.2 Calcul des longueurs de fissure selon Hillerborg

Le programme de calcul par éléments finis MERLIN avec l'Interface Crack Model (ICM), d'après Reich, Cervenka et Saouma (1997) a été utilisé pour le calcul des longueurs de fissure totales, réelles et fictives d'après Hillerborg. Les paramètres du calcul (diagramme bilinéaire de softening) ont été déterminés en utilisant les formules empiriques données par Plizzari et Saouma (1996), d'après Wittmann et al. (1988):

$$\sigma_1 = 0.25 f_t \quad w_1 = 0.75 \frac{G_f}{f_t} \quad \text{et} \quad w_c = 5 \frac{G_f}{f_t} \quad (50)$$

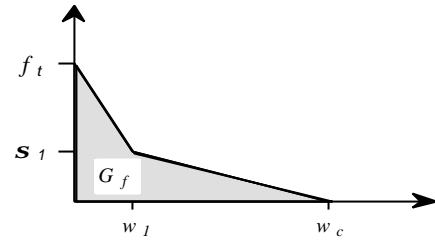


Figure 181: Formules empiriques pour le calcul des paramètres de softening, d'après Wittmann et al. (1988).

Selon le Tableau 3, page 77, f_t vaut environ 4.4 N/mm^2 . D'autre part, G_f peut être estimé en mesurant l'aire approximative sous la courbe enveloppe moyenne des courbes expérimentales. On trouve environ $G_f = 140 \text{ J/m}^2$ pour un déplacement de référence de 0.9 mm . Les paramètres obtenus par cette méthode ont du être légèrement ajustés pour que la courbe force déplacement w_{h1} simulée corresponde à l'enveloppe moyenne des courbes expérimentales obtenues lors des cycles. Le résultat du calcul est illustré par la Figure 182 ci-dessous sur laquelle figurent également les paramètres utilisés.

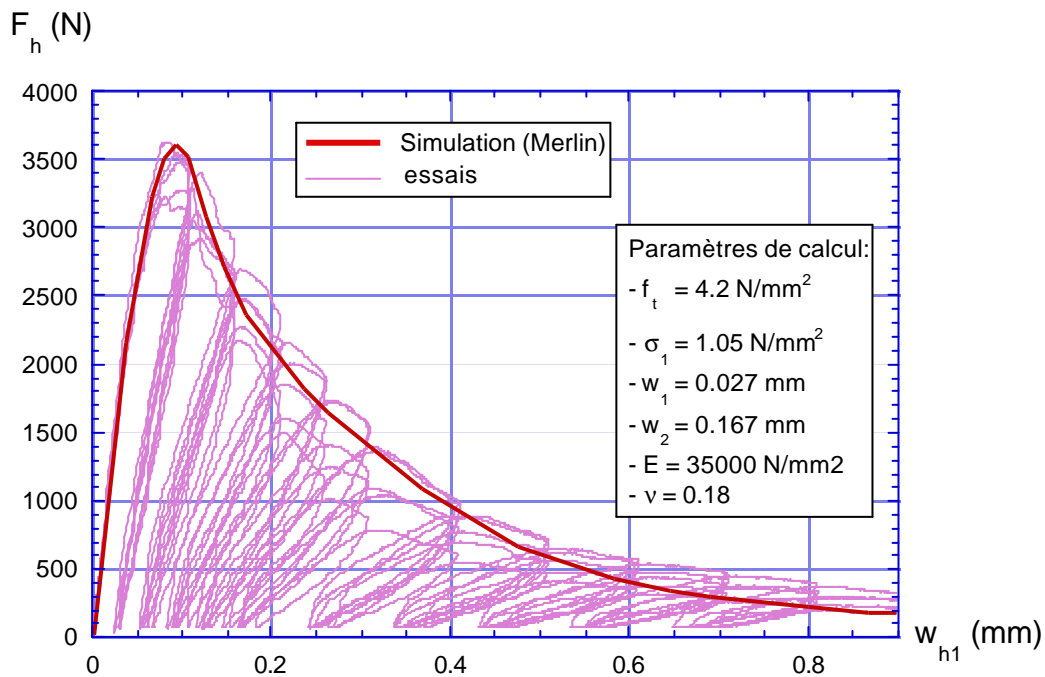


Figure 182: Courbes force-déplacement w_{h1} , expérimentales et simulée (Merlin).

AIII.3 Calcul des longueurs de fissure équivalentes

On calcule la longueur de fissure d'une éprouvette linéaire élastique équivalente qui montrerait la même complaisance que la complaisance expérimentale. Le calcul se fait à l'aide des formules de calibrage de la complaisance établies pour l'essai de fendage par coin utilisé. L'établissement de ces formules est détaillé dans l'annexe II.

AIII.4 Commentaires

La mesure par le graphite possède une résolution liée à la taille des particules de graphite appliquées. D'après Stalder (1985), l'ouverture de fissure minimale que cette méthode peut détecter est de l'ordre de $0.5\ \mu\text{m}$. Si l'on détermine au moyen d'un calcul par la méthode de la fissure fictive le profil de la fissure, on constate par exemple au point de déplacement $w_{h1}=0.368\ \text{mm}$ sur la Figure 56 que la jauge graphite mesure une longueur de fissure de 34 mm sur le béton alors que le programme donne 76 mm pour la longueur de fissure totale. Si on examine le profil de fissure correspondant prédit par le programme, on constate que l'ouverture de fissure pour une distance de 34 mm du fond d'entaille, correspondant à ce que détecte la jauge graphite, vaut environ $77\ \mu\text{m}$, ce qui est bien au delà de la résolution théorique de $0.5\ \mu\text{m}$. Ce fait montre bien que la fissure fictive, du modèle du même nom, n'est pas, dans le cas du béton, une fissure au sens d'une discontinuité de la matière qui provoquerait une réaction de la jauge graphite, mais bien plutôt une zone d'endommagement formée de ponts de matière entre des microfissures, qui se développe en volume dans la zone fortement sollicitée de l'éprouvette.

D'autre part, il est intéressant de constater que la jauge graphite réagit à une sollicitation cyclique de l'éprouvette en montrant un recul de la longueur de fissure mesurée qui accompagne le recul du déplacement imposé.

Annexe IV Composition du béton

AIV.1 Composants

AIV.1.1 Ciment

Un seul ciment a été utilisé pour toutes les gâchées: ciment Portland type CEM I 42.5. Il s'agit d'un liant sans composants secondaires, avec une finesse selon Blaine de $288 \text{ m}^2/\text{kg}$ et une masse volumique absolue de 3100 kg/m^3 . L'analyse granulométrique, obtenue par diffraction au laser, est représentée graphiquement dans la Figure 183 ci-dessous.

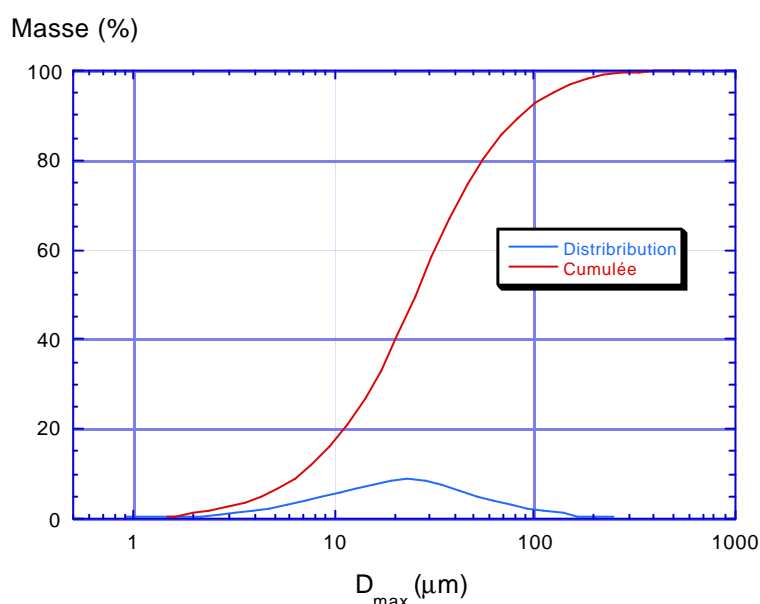


Figure 183: Analyse granulométrique du ciment.

AIV.1.2 Granulats

Pour la confection des bétons, on a utilisé du sable et du gravillon provenant de la gravière Bioley-Orjulaz. Il s'agit d'un matériau de moraine typique du plateau suisse dont environ 20% des grains sont, totalement ou partiellement, concassés. La masse volumique absolue du sable est de 2680 kg/m^3 et la porosité accessible à l'eau de 1.2% vol. La masse volumique absolue du gravillon est de 2690 kg/m^3 . L'analyse granulométrique des fractions 0/4 et 4/8 mm est représentée sur la Figure 184 ci après.

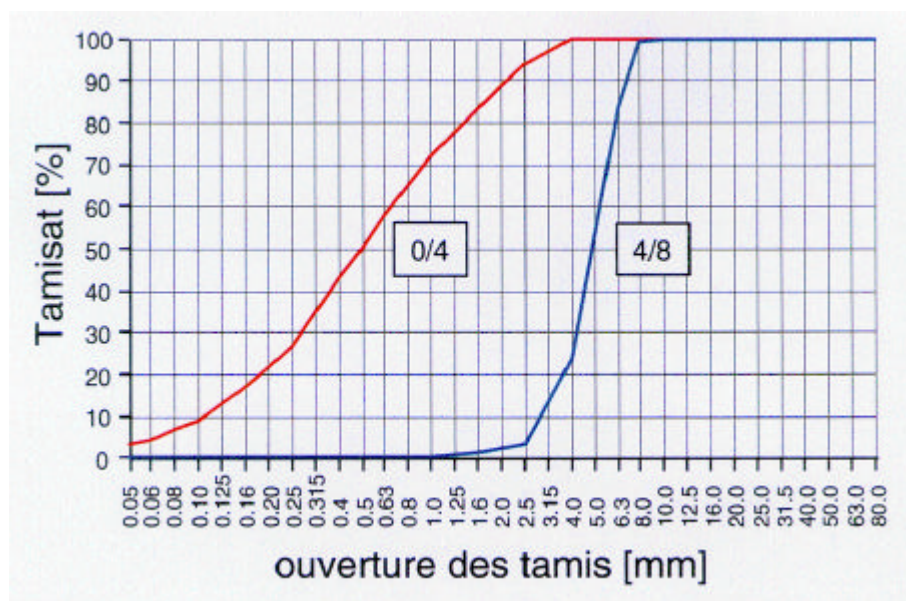


Figure 184: Analyse granulométrique des granulats utilisés.

La deuxième fraction, 4/8 mm, est de même origine que le 0/4 mm et présente, par conséquent, à très peu de choses près, les mêmes caractéristiques.

AIV.2 Composition du béton

AIV.2.1 Choix de la granulométrie

La composition granulométrique a été reprise d'une étude récente sur les matériaux de réparation qui avait montré qu'un mélange de 40 % de sable 0/4 et 60 % de gravillon 4/8 donnait les meilleures performances dans l'ensemble aussi bien du point de vue ouvrabilité que résistance mécanique et durabilité. La courbe granulométrique correspondant à ce mélange est donnée dans la Figure 185 ci-dessous.

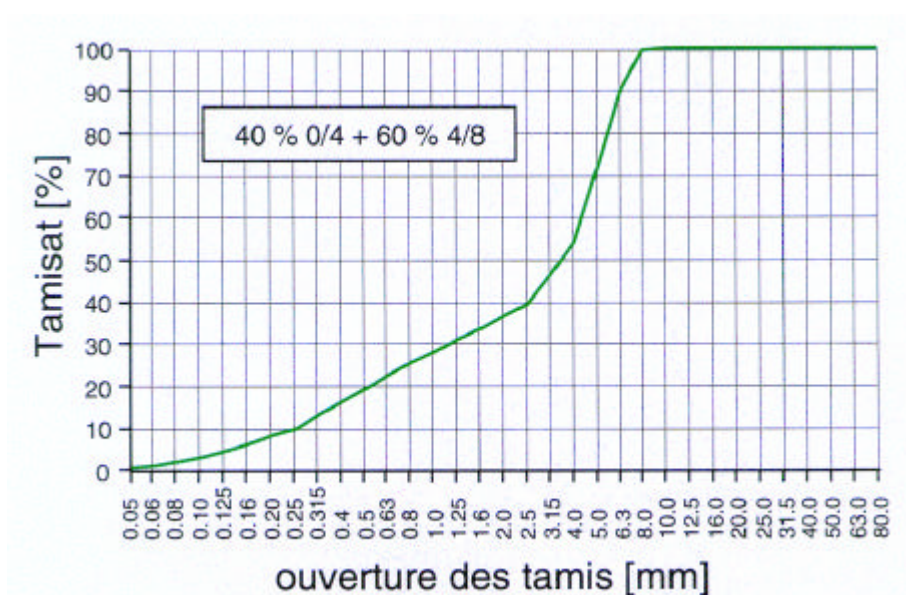


Figure 185: Composition granulométrique du béton.

AIV.2.2 Choix du dosage en ciment

Le diamètre maximum des grains étant fixé, le dosage en ciment à été choisi sur la base de la loi de Caquot-Faury:

$$C = \frac{K}{\sqrt[3]{D_{\max}}} \quad (51)$$

où C est le dosage en ciment en kg/m^3 pour avoir un matériau «plein», D_{\max} est le diamètre maximum des grains en mm, et K est un paramètre dépendant essentiellement de la forme des grains et du degré de compactage. Pour des matériaux de gravière, donc essentiellement roulés, et un compactage moyen, K vaut 700. Avec cette valeur, le dosage en liant nécessaire à l'obtention d'un béton "plein" est de:

$$C = \frac{700}{\sqrt[3]{8}} = 460 \text{ kg/m}^3 \quad (52)$$

AIV.2.3 Eau de gâchage et formulation

Le dosage en ciment et la composition granulométrique étant fixés, le dosage en eau naturel du béton pour une consistance plastique peut être déterminé par la formule de Bolomey:

$$E = aC + K_g M_g \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{\sqrt[3]{d_i d_{i+1}}} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (53)$$

où E est l'eau de gâchage totale, C le dosage en ciment, a un coefficient fixant l'eau de mouillage du ciment (fonction de sa finesse), K_g un coefficient donnant l'eau de mouillage des grains (fonction de leur provenance – roulé, concassé), M_g est la masse totale de granulats par m^3 de béton, d_i est le diamètre des grains et P_i est le % de grains entre les diamètres d_i et d_{i+1} . Pour les matériaux choisis on peut admettre: $a = 0.18$ et $K_g = 0.08$. D'où, avec un dosage en ciment de 460 kg/m^3 et la courbe granulométrique donnée à la Figure 185; $E = 230 \text{ kg/m}^3$ soit $E/C=0.50$. Pour améliorer les propriétés mécaniques et l'ouvrabilité du béton, on ajoute un superfluidifiant (MBT-Rheobuild 5500) avec un dosage de 0.8 % du poids du ciment. En tenant compte de l'effet de l'adjuvant (réduction d'eau d'environ 15 %), on obtient la composition théorique finale qui sera utilisée pour toutes les gâchées:

– Ciment CEM I 42.5	460 kg/m^3
– Sable 0/4 mm	670 kg/m^3
– Gravillon 4/8 mm	1006 kg/m^3
– Eau	196 l/m^3
– Superfluidifiant	3.68 kg/m^3

Curriculum vitae

Données personnelles	Nom: Denarié		Prénoms: Emmanuel, Charles
	Date de naissance: 13 Janvier 1963		à Nantes (44), France
	Nationalité: Française		Etat Civil: célibataire
	Adresse privée: Chemin du Stand 14,		CH-1024 Ecublens
	Tel.: +41 (21) 691 79 59		
Expérience professionnelle	2000–	MCS - DGC	EPFL
	Associé de recherche dans le domaine du béton et des structures en béton		
	1996–1999	LMC - DMX	EPFL
	Responsable de la supervision des activités d'essais, études techniques et expertises dans le domaine du béton		
	1993–1996	LMC - DMX	EPFL
	Ingénieur - chercheur		
	1990–1993	R. Andenmatten & KBM AG	Viège
Ingénieur puis Ingénieur-Chef			
Formation	1986	Diplôme d'Ingénieur EPFL en Génie Civil	
	1980	Baccalauréat C	
Appartenance à des Commissions	- RILEM TC 162 TDF "Test and design of steel fiber reinforced concrete" - Membre de la délégation Suisse auprès du CEN TC 104/SC1 - Membre du groupe de travail SIA 162/4 et sous-groupe "introduction EN 206" - Membre du TG 7/COST 337 – Unbound Granular Materials		
Appartenance à des Sociétés	- Membre de la SIA, section Valais depuis 1992		
Langues	Français, Anglais, Allemand, Espagnol, (Italien, Suisse Allemand compris)		

